

Opinnäytetyö (AMK)

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikka

2014

Benjamin Ward

PARAISTEN KOIVUHAAN KOULUN LAAJENNUKSEN RAKENNESUUNNITTELU



TURUN AMMATTIKORKEAKOULU
TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Benjamin Ward

PARAISTEN KOIVUHAAN KOULUN LAAJENNUKSEN RAKENNESUUNNITTELU

Tämän opinnäytetyön aiheena oli tehdä rakennesuunnitelmat sekä piirustukset Koivuhaan koulun tulevaan laajennukseen Insinööritoimisto Ari Lindroos Oy:n toimesta. Ensisijainen tavoite oli luoda riittävät suunnitelmat kohteen kustannuslaskentaa ja tarjouspyyntövaihetta varten, jonka pohjalta kohteen lopullinen laajuus päätettäisiin.

Koivuhaan koulu on Paraisten suomenkielinen ala-aste, johon tilanpuutteen takia suunnitellaan yhdeksän uutta luokkatilaa sisältävä laajennus. Laajennuksen rakentaminen on tarkoitus aloittaa vuoden 2014 kevään aikana.

Kohteen rakenteet pyrittiin suunnittelemaan käyttämällä mahdollisimman paljon valmisosarakenteita, jotta rakennusprosessi olisi nopea. Opinnäytetyössä on käyty läpi laajasti eri rakenneosien suunnittelua. Erityisesti on kiinnitetty huomiota rakennuksen jäykistäviin rakennusosiin sekä P1-paloluokan synnyttämiin vaatimuksiin. Paloluokan takia suurin osa kohteen kantavista rakenteista on toteutettu liittorakenteisena.

Kustannuslaskenta- ja tarjouspyyntövaiheen rakennepiirustukset piirrettiin Autodesk AutoCAD 2011 -ohjelmalla. Rakennemitoitukset suoritettiin käsinlaskentamenetelmillä sekä hyödyntämällä mm. Metsäwood Finnwood-, Peikko Designer- ja Autodeskin Robot Structural Analysis 2011 -ohjelmia. Kaikki laskelmat suoritettiin pääasiassa Eurokoodien ohjeita sekä vaatimuksia noudattaen, osittain on myös hyödynnetty Suomen rakentamismääräyskokoelmaa.

ASIASANAT:

rakennesuunnittelu, rakennepiirustus, koulurakennus

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Degree programme in Civil Engineering | Structural Engineering

2014 | 31 + 70

Instructor Vesa Virtanen

Benjamin Ward

STRUCTURAL DESIGN OF KOIVUHAKA SCHOOL EXTENSION IN PARAINEN

The objective of this thesis was to make the structural plans and drawings for the upcoming extension of the Koivuhaka school by Insinööritoimisto Ari Lindroos Oy. The primary goal was to create sufficient drawings for the calculation of costs and the request for quotation, based on which the decision about the final extent of the project could be made.

Koivuhaka school is the Finnish primary school in Parainen. Because of lack of space, a new extension to the school, including nine new classrooms, has been planned. At this stage the plan is that construction work is to begin in the spring of 2014.

Most of the structures were designed with prefabricated elements so as to speed up the construction process. The thesis discusses the design phases of various structural elements, with special concerning the design of the stiffening structures and the requirements needed to achieve fire classification P1. Because of the fire resistance classification most of the load bearing structures will be composite structures.

The structural drawings for the calculation of costs and the request for quotation were created using the program Autodesk AutoCAD 2011. The structural design was performed using manual calculation methods and also by means of different structural design programs such as Metsäwood Finnwood, Peikko Designer and Autodesk Robot Structural Analysis 2011. Most of the calculations were performed in compliance with the guidelines and requirements off the Eurocode regulations and partially with the Finnish building code.

KEYWORDS:

structural design, structural drawing, school building

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	6
1.1 Taustat	6
1.2 Suunnitelmien toteutus	7
2 LÄHTOTIEDOT RAKENNESUUNNITTELULLE	8
3 RAKENNETYYPI	10
3.1 Rakennetyyppien valinta	10
3.2 Perustukset	10
3.3 Runko	12
3.4 Väliseinät	14
3.5 Alapohja	14
3.6 Välipohja	15
3.7 Yläpohja	16
3.8 Vesikatto	16
4 RAKENTEIDEN KUORMITUKSET	17
4.1 Rakenteiden pysyvät kuormitukset	17
4.2 Hyötykuormat	21
4.3 Lumikuorma	22
4.4 Tuulikuorma	24
5 RAKENNUKSEN JÄYKISTYS	26
6 OSASTOIVAT RAKENNEOSAT	28
7 RAKENNELASKELMAT	29
8 YHTEENVETO	30
LÄHTEET	31

LIITTEET

- Liite 1. Rakennelaskelmat
- Liite 2. Rakennepiirustukset
- Liite 3. Konehuoneen kantavan seinän palomitoitus
- Liite 4. Pohjalevyn mitoitus

KUVAT

Kuva 1. Koivuhaan koulu.	6
Kuva 2. Arkkitehdin pohjakuva.	9
Kuva 3. Deltapalkki.	12
Kuva 4. Laajennuksen julkisivu lounaaseen.	13
Kuva 5. Lumikuorman arvot maassa Suomessa.	23
Kuva 6. Nopeuspaineen ominaisarvot.	24

TAULUKOT

Taulukko 1. Rakenteiden omapaino.	17
Taulukko 2. Rakenteiden hyötykuormat.	22

1 JOHDANTO

Opinnäytetyön tavoitteena on laatia Paraisten suomenkielisen Koivuhaan ala-asteen laajennuksen rakennesuunnittelu. Kohteen tilaajana toimii Paraisten kunta. Työn tavoitteena oli luoda lupakuvien mukaiset rakennekuvat, joiden pohjalta voitaisiin järjestää tarjouskilpailu urakoitsijan valintaa varten ja suorittaa lopullinen rakentaminen. Kohteen rakennesuunnittelu aloitettiin loppukesästä 2013. Tavoitteena oli valmistaa tarjouspyyntöasiakirjat ennen vuodenvaihdetta. Koivuhaan koulu on nykymuodossaan esitelty seuraavassa kuvassa (kuva 1).



Kuva 1. Koivuhaan koulu.

1.1 Taustat

Sain 2013 keväällä harjoittelupaikan Insinööritoimisto Ari Lindroos Oy:stä. Harjoitteluni aikana suunnittelin erilaisia elementti- ja valmisosarakentamiseen liittyviä kohteita. Harjoitteluni jälkeen jatkoin yrityksessä töitä avustavana suunnittelijana ja tiedustelin mahdollisuutta tehdä yritykseen opinnäytetyöni. Kesän lopussa työnantajani ehdotti minulle opinnäytetyön aiheeksi Koivuhaan koulun laajennuksen rakennesuunnittelua. Suoritin syksyn aikana ammattikorkeakoulun ohella kohteen rakennesuunnittelun.

1.2 Suunnitelmien toteutus

Kohteen suunnitelmien toteutuksessa käytettiin useita erilaisia tietokoneohjelmia. Pääasiallinen piirtäminen toteutettiin AutoCAD 2010 -tietokoneavusteisen suunnittelun ohjelmistolla sekä siihen asennetulla ArkSystemsin lisäosalla RAK7. Rakenteiden mitoitusta suoritettiin joko käsinlaskentamenetelmillä tai siihen soveltumilla suunnitteluohjelmilla. Suunnittelussa käytettyjä mitoitusohjelmia ovat Autodeskin valmistama Robot Structural Analysis, Metsäwoodin valmistama Finnwood ja Peikko Finland Oy:n valmistama Peikko Designer. Tämän lisäksi lukuisien rakennusosien mitoituksissa hyödynnettiin yrityksen omia Excel-pohjaisia laskenta ohjelmia. Kohde on suunniteltu pääasiassa Eurokoodien ohjeiden ja vaatimuksien mukaan, osittain suunnittelussa on myös hyödynnetty Suomen rakentamismääräyskokoelmaa.

2 LÄHTOTIEDOT RAKENNESUUNNITTELULLE

Koivuhaan koulua tultaisiin laajentamaan tilanpuutteen takia suoraan vanhan koulun yhteyteen uuden lisäsiiven muodossa. Vanha kansakoulu, nykyinen ala-aste, sijaitsee Paraisten kaupungissa Lounais-Suomessa osoitteessa Koivuhaankatu 5, 21600 Parainen. Alkuperäinen vanha kansakoulu on rakennettu vuonna 1954, ja sitä on laajennettu kerran jo vuonna 1985.

Rakennesuunnittelua aloitettaessa oli arkkitehti jo käynyt tilaajan sekä tulevien käyttäjien kanssa neuvotteluja koulun tulevan laajennuksen laajuudesta. Koulua tultaisiin laajentamaan useammassa vaiheessa muun muassa rahallisten syiden takia. Tässä vaiheessa laajennus tulisi sisältämään 9 uutta ja modernia luokkatilaa, joista yksi tultaisiin myöhemmin muuttamaan keittiöksi laajennustöiden edetessä. Tulevan laajennuksen pohjakuva on esitelty seuraavassa kuvassa (kuva 2).

Arkkitehdin kanssa oli myöskin neuvoteltu karkeat rakennetyypit, joiden perusteella hän voisi tehdä alustavat luonnossuunnitelmat, joita voitaisiin vastaavasti hyödyntää rakennesuunnittelun aloittamisessa. Koska kyseessä oli kunnan hanke, muutokset olivat väistämättömiä, joten rakenteiden tarkka suunnittelu, kuten erilaisten detaljien suunnittelu, oli jätetty hankkeen loppuvaiheeseen.

Kohteen rakennesuunnittelun haastavuutta tulisi myös lisäämään rakennuksen P1-paloluokitus ja rakennuksen kokonaisjäykistys.

Ensisijainen tavoite oli alustavasti suunnitella kohteesta tarjouspyyntöasiakirjat ja kohteen toteutuessa tarkentaa näitä kuvia rakentamiseen soveltuviksi työpiirustuksiksi.

3 RAKENNETYYPIT

3.1 Rakennetyyppien valinta

Rakennetyyppien karkea määrittely tapahtui heti suunnittelun alkuvaiheessa, ja niistä päätettiin yhdessä arkkitehdin, rakennesuunnittelijan ja tilaajan kanssa. Rakennesuunnittelussa otettiin rakennetyyppeihin kantaa vain, jos pystyttiin heti toteamaan, että rakenne ei tulisi täyttämään sille asetettuja kantavuus-, palo- tai kustannusvaatimuksia.

Kaikki rakennetyypit on esitelty omassa kuvassaan RAK1 (liite 2), ja niiden sijainnit ilmenevät tarkemmin leikkauskuvasta RAK11 (liite 2).

3.2 Perustukset

Perustusten suunnittelu aloitettiin tarkastelemalla pohjasuunnittelijan tekemiä pohjatutkimuksia ja perustamistapalausuntoa.

Pohjatutkimuksista ilmeni, että alueen täyttömaa on pääosin kitkamaata. Sen laadusta ei kerrottu muuta kuin, että se sisälsi suuria kiviä, ne eivät kuitenkaan olleet louhoskiveä. Kairauksia tehdessä todettiin myös, että alueella ei ole saastunutta maata.

Maapohja oli pitkälti kuivakuorisavea, jonka kantokyky oli 35 kN/m². Tästä huolimatta maapohja on kuitenkin voimakkaasti routivaa ja kuormitettaessa kokoonpuristuvaa. Kuivakuorisaven tiiveys oli hyvin vaihtelevaa, ja joukosta löytyi erilaisia siltti- ja hiekka-aineita sekä myös siltti- ja hiekkakerrostumia. Kantava pohjakerrostuma on sora-moreenia, ja sekin on pinnaltaan hyvin löyhää.

On myös hyvin mahdollista, että alueen sora-moreenikerrostuman paksuus vaihtelee, sillä kalliopinnan muodot alueella ovat jyrkkiä. Tämän lisäksi on myös hyvin todennäköistä, että sora-moreeni sisältää suuria kiviä ja/tai siirtolohkareita.

Näiden tietojen perusteella pohjatutkija on määritellyt, että laajennus tulisi perustaa teräslyöntipaaluilla kantavaan pohjakerrostumaan eli sora-moreeniin tai kallioon paikasta riippuen. Kohteeseen tyypitettiin alustavasti kaksi paalutyyppeä:

- RR115/8 (S440J2H), paalutusluokka II, $P_{sall} = 330 \text{ kN}$
- RR140/8 (S440J2H), paalutusluokka II, $P_{sall} = 410 \text{ kN}$

Molemmat yllä mainitut paalut ovat Ruukin valmistamia teräsputkipaaluja.

Paalutyyppeiden sallituilla kuormituksilla määriteltiin, kuinka monta paalua täytyy kuhunkin paaluanturaan sijoittaa. Suurin osa kohteen paaluanturoista on yksi- tai kaksipaaluksia, mutta mukana on myös muutama kolmen paalun paaluantura. Paaluanturoiden suunnittelussa on pyritty noudattamaan yleisiä moduulimittoja. Perustukset on esitetty tarkemmin perustuskuvassa RAK03 (liite 2) ja paaluanturat niiden omassa kuvassa RAK 02 (liite 2).

Pohjasuunnittelija on myös omissa suunnitelmissaan määrittänyt kohteen routasuojauksen ja salaojituksen.

Pohjasuunnittelijan mukaan rakennuksen perustusrakenteet on routasuojattava vähintään 1m:n levyisillä ja 100mm:n paksuisilla solumuovilevyillä.

Routasuojausmateriaaliksi valitaan 100mm:n EPS 120 Routa -eriste, sitä sijoitetaan suoralla seinällä yhden metrin matkalle ja nurkissa 1,5 metrin matkalle seinästä. Myös täysin kylmät rakenteet varustetaan ympäri kiertävillä 1,5 metrin levyisillä solumuovilevyillä. Routasuojaus asennetaan pääsääntöisesti 300 mm:n syvyydelle maanpinnasta.

Pohjasuunnittelija määritteli myös salaojituksen, eli perustusten kuivatuksen minimivaatimukset. Pohjasuunnittelijan mukaan rakennuspohja on salaojitettava vähintään 100mm:n salaojaputkillä.

3.3 Runko

Koska rakenteille oli määritetty rakennuksen paloluokaksi P1, tuli rakenteiden palonkestävyyden ajaksi kantavuuden suhteen 60 minuuttia eli R60 (RakMK E1 2011). Näin ollen kantaviksi rakenteiksi valittiin liittorakenne, kantavina pilareina toimi pääasiallisesti betonitäytteiset 250 x 250 x 6 mm:n teräspilarit, kantavana palkistona toimii Peikko Oy:n valmistama Deltapalkki. Oheisessa kuvassa on näkyvillä perus Deltapalkki (kuva 3). Betonitäytteisen teräsosan etuna on hyvä palonkestävyys. Kun teräsosan lujuus laskee tulipalotilanteessa, toimii rakenneosien betoni vielä kantavana. Sen ympärillä oleva teräs vieläpä suojaa betonia palolta.

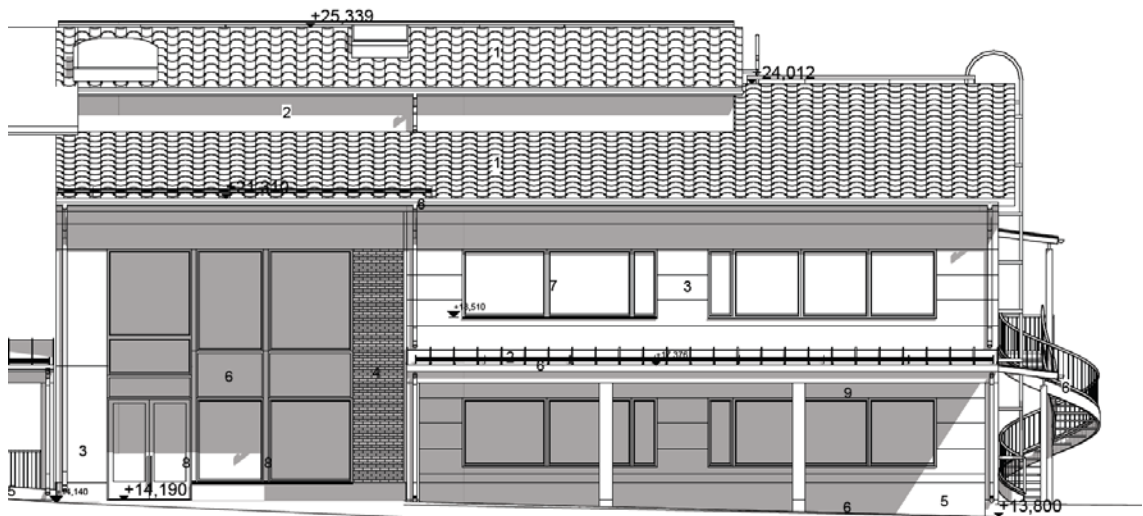


Kuva 3. Deltapalkki (Peikko Group Oy. 2014).

Rakenteiden julkisivuna toimii puurunkoinen julkisivuelementti. Tämä puurunko ei rakennuksen liittorakenteisen rungon ansiosta kannata lopullisessa tilanteessa

muuta kuin oman painonsa. Julkisivuelementit asennetaan betonisten sokkelielementtien päälle. Sokkelielementit on suunniteltu palkkimaisesti siirtämään julkisivujen kuormat paaluanturoille. Arkkitehdin näkemys rakennuksen julkisivusta on esitelty seuraavassa kuvassa (kuva 4).

Koska kyseessä on P1-paloluokan rakennus, asettaa se joitakin vaatimuksia julkisivun pintojen ja tuuletusraon materiaaleille. Ulkoseinän ulkopinnan, tuuletusraonulkopinnan ja -sisäpinnan rakennusmateriaalit tulee täyttää B-s1, d0 luokan vaatimukset (RakMK E1 2011). Tämä tarkoittaa, että rakennusmateriaalin osallistuminen paloon on hyvin rajoitettu (B), savuntuotto on erittäin vähäistä (s1) sekä palavia pisaroita tai osia ei esiinny (d0).



Kuva 4. Laajennuksen julkisivu lounaaseen.

3.4 Väliseinät

Luokkien seinärakenteissa oli tarvetta kiinnittää huomiota rakenteiden ääneneristävyyksiin. Suomen rakentamismääräyskokoelmassa sanotaan, että pienin ohjeellinen ilmaääneneristysluvun R'_{w} (dB) arvo, luokkahuoneiden tai niihin rinnastettavien tilojen sekä luokkahuoneen ja käytävän välillä, silloin kun välissä ei ole ovea on 44 dB (RakMK C1 1998). Näin ollen luokkatilojen väliset seinät on tehty tuplateräsrunkarungoista, joissa molemmissa on oma 50 mm:n mineraalivillitoitus ja niiden väliin on jätetty 20 mm:n ilmarako. Molempiin ulkopintoihin on laitettu tuplakipsilevytys, joista rungon puoleinen levy on Gyprocin valmistama kuituvahvisteinen Rigidur H GFH -kipsilevy. Kuituvahvisteisen kipsilevyn avulla on mahdollista hoitaa esimerkiksi liitutaulujen kiinnitykset paljon vapaammin. Käytävän ja luokkatilojen väliset seinät on toteutettu muuten samantyyppisellä rakenteella, mutta vain yhdellä teräsrungolla ja siinä ei ole käytetty Rigidur -levyä vaan erikoiskovaa kipsilevyä. Edellä mainittu rakenne täyttää myös vaaditun 44 dB:n ilmaääneneristysvaatimuksen.

Paikoittain on käytetty myös yksinkertaisella levytyksellä olevaa seinää, sekä muutamassa arkkitehdin määrittämässä kohdassa kevytsoraharkosta muurattuja väliseiniä.

3.5 Alapohja

Koska pohjatutkija määritteli talon perustettavaksi paalujen varaan, ei voitu myöskään alapohjaa toteuttaa maanvaraisena rakenteena. Alapohja tultaisiin siis toteuttamaan kantavana 160 mm paksuna teräsbetonilaattana. Laatta kannatetaan reuna-alueilla teräsbetonipalkilla tai tartunnoilla betonielementtien sivusta. Alueilla, jossa palkkien välillä oli suuret jännevälit, sijoitettiin laatan keskialueelle paalu, sekä sen ympärille laatanvahvennos. Laatan alle sijoitetaan lämmöneristysmateriaaliksi EPS-solumuovieristettä 200 mm:n paksuuden verran. Eristeen alle tulisi sijoittaa vähintään 300 mm:n verran kapillaarikatkoepeliä, jonka raekoko on 8–16 mm. Kapillaarikatkon tehtävänä on estää mahdollisen kosteuden

nousu laatan alapintaan. Kapillaarikatkon alle sijoitetaan vielä suodatinkangas. Täyttöjen tiivistys toteutetaan pohjasuunnittelijan ohjeistuksen mukaan.

Rakennuspaikan radonriskit on otettava huomioon suunnittelussa ja rakentamisessa (RakMK B3 2004).

Koska alueen radonaktiivisuutta ei ollut todettu, kohde suunniteltiin olettaen, että alueella olisi radonia. Alapohjarakenteet suunniteltaisiin täysin radontiiviiksi. Kaikki alapohjan laatan reunat, läpiviennit ja raot tiivistetään elastisella saumamassalla. Laatan alle kapillaarikatkon yhteyteen asennetaan 110 mm paksu radonin poistoputkisto. Putkisto sijoitetaan vähintään 200 mm lämmöneristeen alapuolelle. Poistoputki viedään ilmanvaihtokuilussa vesikatolle asti. Tarvittaessa alapohja voitaisiin siis alipaineistuttaa ja radonilma poistaa vesikatolla.

3.6 Välipohja

Välipohjan kantavana rakenteena tulisi toimimaan pääasiallisesti 265 mm paksu ontelolaatta ja 35 mm paksu lattiatasoite. Vuonna 1985 rakennetussa koulun aikaisemmassa laajennuksessa oli käytetty samaa välipohjarakennetta, ja rakenne oli todettu hyväksi ääneneristävyysominaisuuksiltaan. Ontelolaatta täyttää myös arkkitehdin suunnitelmista ilmenevän osastointivaatimuksen EI60. Koska yksi luokkahuone tultaisiin mahdollisesti muuttamaan myöhemmin keittiöksi, varustetaan tämä tila 200 mm paksulla ontelolaatalla ja 100 mm paksulla pintalaatalla. Näin pystytään toteuttamaan keittiötilan vaatimat viemäröintitarpeet. Ontelolaatat kannatetaan deltapalkkien tai betonielementtien päältä. Joka puolella ei ollut mahdollista kannattaa välipohjaa deltapalkkien avulla. Näin ollen muutamassa kohdassa on välipohja toteutettu paikallavaluna ja kannatettu joko ontelolaatan tai muun kantavan rakenteen varaan, esimerkiksi liittopilarin.

3.7 Yläpohja

Yläpohjan kantavana rakenteena toimii myös 265 mm:n ontelolaatta. Ontelolaatan päälle asennetaan kumibitumieristyskermi, joka toimi myöskin höyrynsulkuna. Eristeeksi valittiin 550 mm:n puhallusmineraalivillaa. Varsinaisen vesikaton kannatus tapahtuu 1 200 mm:n jaolla olevien NR-ristikkojen avulla. NR-ristikot korotettiin ontelolaatan pinnalta 50 mm tasaisin välimatkoin olevilla sahatavara-lankuilla, joiden koko on 50 x 200 mm.

Konehuoneen yläpohjaa ei toteutettu NR-ristikoilla, sillä tilan korkeudesta haluttiin mahdollisimman paljon käyttöön. Yläpohjan tuli myös täyttää arkkitehtien piirustusten mukaan R60-kantavuusvaatimus. Konehuoneen yläpohjan kannatus on toteutettu 198 x 48 mm:n k600 -palkistolla. Palkit on harjalta tuettu teräspalkilla ja lappeen puolelta konehuoneen seinän yläjuoksulla. Jotta rakenne täyttäisi R60-vaatimuksen, on kannattajien alapuolelle laitettu kaksi Gyprocin GF 15 -levyä. Koska rakenne haluttiin pitää myös ohuena, käytettiin eristeenä 250 mm:n SPU AL -polyuretaanilevyä.

3.8 Vesikatto

Vesikaton katemateriaalina toimi arkkitehdin määrittämä kattotiili. Näiden asennus tapahtuu kattotiilien valmistajan ohjeiden mukaan. Katon osuudella, jolla kattokannattajien jako on k1200, ruoteet ovat kokoa 50 x 75 mm ja raakapontti paksuudeltaan 30 mm. Katon osuudella, jolla kattokannattien jako on k600 (konehuone), ruoteet ovat kokoa 50 x 50 mm ja raakapontti paksuudeltaan 20 mm.

4 RAKENTEIDEN KUORMITUKSET

Rakennuksessa oleville rakennusosille ja rakenteille tulee erilaisia kuormituksia muun muassa rakenteiden pysyvistä kuormista ja rakenteisiin kohdistuvista hyötykuormista. Suunnittelussa täytyy ottaa huomioon myös eri luonnonilmiöistä johtuvat kuormat, jotka Suomen tapauksessa tarkoittavat lumi- ja tuulikuormia. Rakenteita mitoittaessa ei suinkaan käytetä kaikkia rakenteeseen kohdistuvia kuormia vaan tarkastellaan erilaisia kuormitusyhdistelmiä, joista valitaan epäedullisin vaihtoehto lopullista mitoitusta varten.

Rakenteita mitoittaessa käytettiin Eurokoodien mukaisia kuormituksia, jotka on esitelty julkaisussa Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat RIL 201-1-2008.

4.1 Rakenteiden pysyvät kuormitukset

Rakenteisiin kohdistuvina pysyvinä kuormina voidaan pitää rakenteiden ja rakennusosien omaapainoa ja muita rakenteeseen vaikuttavia muuttumattomia kuormia. Jos tietyn rakenteen omapainoa ei ole ilmoitettu, voidaan se laskea rakenteessa olevien aineiden tiheyksiä ja mittoja käyttämällä. (RakMK B1 1998.)

Pysyviin painoihin lasketaan myöskin kantavat ja ei-kantavat rakennusosat, kiinteät laitteet (hissit, lvis-laitteet yms.) ja maakerroksen ja siltojen täyte- tai sepeli-kerroksen paino (RIL 201-1-2008, 63).

Kun rakenteiden omaa painoja määriteltiin, käytettiin rakennusosan valmistajan ilmoittaa painoa tai rakennusaineen yleisesti tiedossa olevaa tiheyttä. Kun löydettiin rakennusaineen painolle useampia arvoja, valittiin aina epäedullisempi vaihtoehto. Rakenteiden ja rakennetyyppien tiheyksiä ja suunniteltuja paksuuksia hyödyntämällä pystyttiin määrittelemään lopulliset pysyvät kuormat.

Seuraavassa taulukossa on esimerkkejä rakennelaskelmissa käytetyistä rakenteiden pysyvistä kuormituksista:

Taulukko 1. Rakenteiden omapaino.

Alapohja	kN/m ³	kN/m ²
Teräsbetoni-laatta 160 mm	25	4
EPS-eriste 200 mm	0,05	0,01
YHTEENSÄ		4,01

Välipohja	kN/m ³	kN/m ²
Lattiatasoite 35 mm	25	4
Ontelolaatta 265 mm		3,8
Alaslasku (varaus)		0,5
YHTEENSÄ		8,3

Yläpohja	kN/m ³	kN/m ²
Puhallusmineraalivilla 550 mm	0,35	0,2
Kumibitumieristyskermi K-EL 60/2200		0,022
Ontelolaatta 265 mm		3,8
Alaslasku (varaus)		0,5
YHTEENSÄ		4,53

Taulukko 1 (jatkuu).

Vesikatto	kN/m ³	kN/m ²
Kattotiili ark. mukaan		0,4
Ruoteet 50 x 75 mm	4	0,04
Korotusrima 22 x 50 mm k1200	4	0,004
Kumibitumieristyskermi K-EL 60/2200		0,022
Raakapontti 30 mm	4	0,12
YHTEENSÄ		0,6

Ulkoseinä	kN/m ³	kN/m ²
Sementtikuitulevy ark. mukaan (noin 30mm)	16,75	0,51
Peltirankakoolaus 25 x 100 mm k600	78,5	0,07
Tuulensuojakipsilevy GTS9	10	0,09
Koolaus 198 x 48 mm k600	4	0,06
+ Mineraalivilla 200 mm	0,35	0,07
Koolaus 48 x 48 mm k600	4	0,013
+ Mineraalivilla 50 mm	0,35	0,018
Kipsilevy GEK13	10	0,12
YHTEENSÄ		0,95

Taulukko 1 (jatkuu).

Harkkorakenteinen väliseinä	kN/m ³	kN/m ²
Tasoite		0,24
Kevytsoraharkko 100 mm / 125 mm / (150) mm	7	1
Tasoite		0,24
YHTEENSÄ		1,5

Teräsrankainen väliseinä	kN/m ³	kN/m ²
Kipsilevy GEK13	10	0,12
Kipsilevy Rigidur H GFH13	12	0,15
Teräsranka Gyproc XR 66 K600		0,122
+ mineraalivilla 50 mm	0,35	0,0175
Teräsranka Gyproc XR 66 K600		0,122
+ mineraalivilla 50 mm	0,35	0,0175
Kipsilevy Rigidur H GFH13	12	0,15
Kipsilevy GEK13	10	0,12
YHTEENSÄ		0,82

4.2 Hyötykuormat

”Hyötykuormat ovat muuttuvia liikkuvia kuormia” (RIL 201-1-2008, 59). Hyötykuormat ovat yleisesti ottaen kuormia, jotka aiheutuvat tilojen käytöstä. Hyötykuormia aiheuttavat tekijät ovat: normaali henkilökäyttö, huonekalut ja siirrettävät kohteet (esim. siirrettävät väliseinät, varastoitava tavara, säiliöiden sisältö), ajoneuvot sekä odotettavissa olevat harvinaiset tapahtumat, kuten henkilöiden kokoontuminen, huonekalujen kasautuminen tai tavaroiden siirtäminen tai pinoaminen. (RIL 201-1-2008, 64.)

Hyötykuormat jaetaan pääasiallisesti luokkiin A...K niiden käyttötarkoituksien mukaan (RIL 201-1-2008, 66).

Koivuhaan koulun laajennus sijoitettiin luokkaan C, mikä pitää sisällään erilaiset kokoontumistilat. Luokka C voidaan jakaa vielä viiteen eri luokkaan (C1...C5). Kun tarkastellaan tulevaa koulun laajennusta, päätettiin käyttää luokkien C1 ja C3 hyötykuormia. (RIL 201-1-2008, 67.)

C1-luokka pitää sisällään tilat, joissa on pöytiä esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit ja vastaanottotilat. C1-luokan kuormia käytettiin pääasiallisesti kaikissa luokkahuoneissa ym. erillisissä pienhuoneissa.

C3-luokka pitää sisällään tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat ja asemahallit. C3-luokan kuormia käytettiin kaikilla käytävillä mukaan lukien myöskin porraskäytävät.

Ainoa tila, johon ei ollut mahdollista saada valmista hyötykuorma-arvoa, oli tuleva konehuone. ”Raskaiden laitteiden kuormista sovitaan tilaajan tai asianomaisen viranomaisen kanssa” (RIL 201-1-2008, 64). Käytettävä hyötykuorman arvo valittiin kokeneemman rakennesuunnittelijan neuvojen mukaan, sillä arvon tiedettiin olevan viranomaisille riittävä.

Kaikki rakennuksessa käytetyt hyötykuormat on esitelty seuraavassa taulukossa:

Taulukko 2. Rakenteiden hyötykuormat.

Hyötykuorma luokka	q_k (kN/m ²)
C1	2,5
C3	4,0
Konehuone	5,0

4.3 Lumikuorma

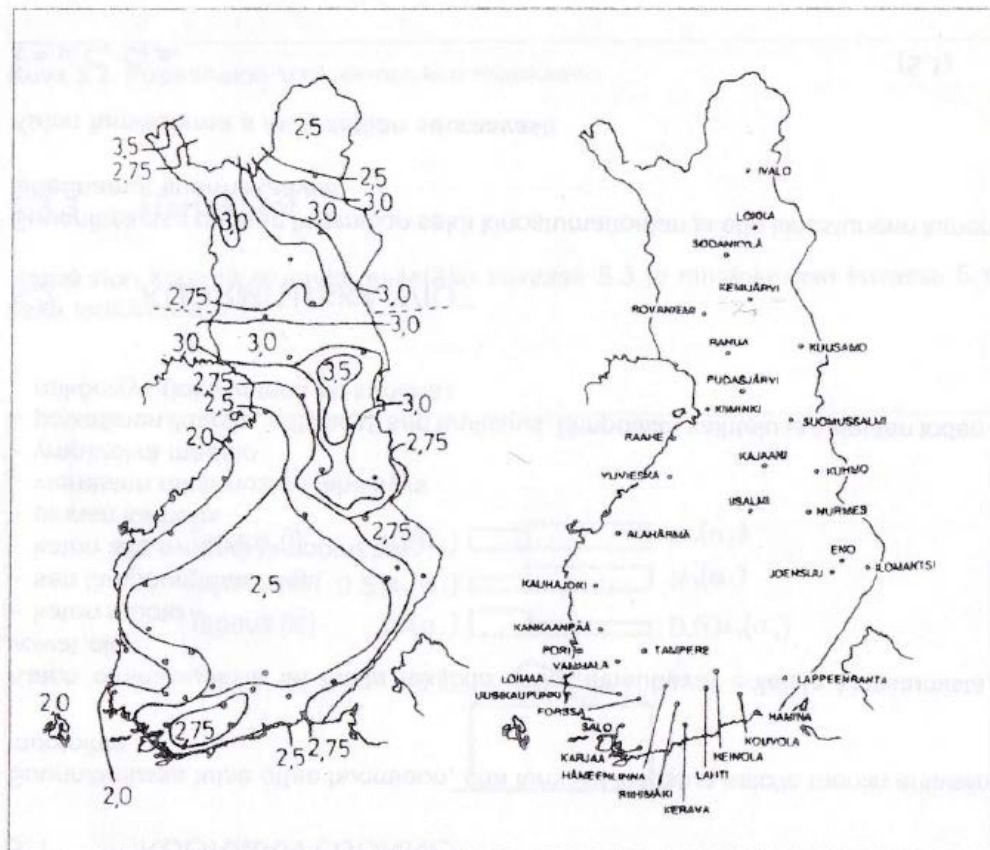
Kun suunnitellaan rakennusosalle tulevaa lumikuormaa, täytyy ottaa huomioon se, että lumi voi kinostua katolla moniin erilaisiin muotoihin. Kinostumia aiheuttavat muun muassa seuraavat katon ominaisuudet ja tekijät: katon muoto, sen lämpöominaisuudet, katon alla syntyvä lämpömäärä, pinnan karheus, viereisten rakennusten läheisyys, ympäröivä maasto sekä paikallinen ilmasto, erityisesti sen tuulisuus, lämpötilan vaihtelu ja sateiden todennäköisyys (joko vetenä tai lumena) (RIL 201-1-2008, 94).

Normaalitilanteessa, jossa ei ole huomioitu erilaisia kinostumia, vaan pelkästään katolle tuleva kuorma, kaava esitellään seuraavalla tavalla (RIL 201-1-2008, 94):

$$s = \mu_i C_e C_t S_k,$$

missä

μ_i	lumikuorman muotokerroin
S_k	maassa olevan lumikuorman ominaisarvo [kN/m ²]
C_e	tuulensuojaisuuskerroin (1,0 tai 0,8)
C_t	lämpökerroin, jonka arvo tavallisesti on 1,0.



Kuva 4.1(FI). Ominaislumikuormat maassa s_k [kN/m²] rakennuspaikan sijaitessa alueella, jossa arvo ei ole vakio, väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti suhteessa etäisyyksiin lähimmistä käyristä.

Kuva 5. Lumikuorman arvot maassa Suomessa (RIL 201-1-2008, 92, kuva 4.1).

Tavanomaisissa olosuhteissa, kuten myös Koivuhaan koulunkin tilanteessa, kerroimien C_e ja C_t arvoksi asettuu 1,0. Tällöin lumikuorman suuruuteen vaikuttavat alueen maassa olevan lumikuorman ominaisarvo sekä lumikuorman muotokerroin, johon vaikuttaa eniten kyseessä olevan katon kaltevuus silloin, kun lunta ei pääse kinostumaan.

Koska Koivuhaan koulun katto tulisi olemaan koko alaltaan kaltevuudeltaan 0°–30°, muotokertoimen μ_i arvoksi saadaan 0,8 (RIL 201-1-2008, 95, taulukko 5.1). Paraisten kunnan alueella maassa olevan lumikuorman ominaisarvo S_k arvo on 2,5 kN/m² (kuva 5). Näin ollen lumikuorman arvoksi katolla saadaan 2,0 kN/m².

4.4 Tuulikuorma

Rakenteisiin kohdistuvan kokonaistuulivoiman suuruuteen vaikuttaa muun muassa maaston rosoisuus ja maastoluokka rakennuksen sijaintipaikan mukaan, ympärillä olevan maaston pinnanmuodot sekä tuulen nopeuspaineen ominaisarvo.

Rakennukseen kohdistuvan kokonaistuulivoiman määrittäminen voimakertoimien avulla tapahtuu seuraavan kaavan mukaisesti (RIL 201-1-2008, 136):

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(h) A_{ref},$$

missä

F_w kokonaistuulivoima [kN]

$c_s c_d$ rakennekerroin

c_f voimakerroin

$q_p(h)$ maaston pinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine

A_{ref} tuulikuorman vaikutusala.

Taulukko 4.2S. Nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ [kN/m²] eri maastoluokissa (= $q_p(z)$ tasaisessa maastossa).

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Kuva 6. Nopeuspaineen ominaisarvot (RIL 201-1-2008, 133, taulukko 4.2s).

Koska alueella ei ollut säännöllisesti rakennuksia, mutta kuitenkin jonkin verran kasvillisuutta, katsottiin rakennuksen sijoittuvan maastoluokkaan II.

Maastoluokan II tarkka määritelmä on: ”Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan” (RIL 201-1-2008, 127).

Kun maastoluokka ja rakennuksen suurin korkeus on tiedossa (n. 11 m), saadaan $q_p(11m)$ suuruudeksi noin 0,7 kN/m² (kuva 6).

Koska rakennuksen korkeus on alle 15 metriä, käytettiin rakennekertoimen arvona lukemaa 1.

Voimakertoimia määriteltäessä tarkastellaan rakennusta kahdesta suunnasta, sen lyhyeltä ja pitkältä sivulta. Voimakertoimien valintaan vaikuttavat myös rakennuksen sivusuhte d/b , joka kyseisessä tapauksessa oli molemmista suunnista tarkasteltuna 1, sekä rakennuksen tehollinen hoikkuus λ . Rakennuksen hoikkuuden kaavaksi matalissa alle 15 m:n korkuisissa rakennuksissa on määritetty

$$\lambda = 2h/b,$$

missä

h rakennuksen korkeus

b rakennuksen leveys.

Voimakertoimen C_f suurimmaksi lukemaksi saatiin 1,4, kun tuuli puhaltaa rakennuksen pitempää sivua kohti. Näin ollen tuulikuorman F_w määrä neliömetriä kohden oli enimmillään 1,0 kN/m².

5 RAKENNUKSEN JÄYKISTYS

Jäykistysjärjestelmän pääasiallisena tehtävänä on siirtää kaikkien rakennukseen kohdistuvien vaakakuormien aiheuttamat rasitukset perustuksiin ja sitä kautta kantavaan maapohjaan. Merkittävin osa rakennuksen vaakakuormituksista syntyy tuulen aiheuttamasta paineesta rakennuksen julkisivuun.

Jäykistystä suunniteltaessa on otettava huomioon seuraavia asioita (Betoniteollisuus ry. 2010a):

- Jäykistysjärjestelmien osien kapasiteetti ei ylitä missään kuormitustapauksessa.
- Rakennuksen ja sen osien muodonmuutokset ja siirtymät pysyvät riittävän pieninä, eivätkä aiheuta rakennuksen käytölle haittoja turvallisuuden tai käyttökelpoisuuden suhteen.
- Rakenteen staattinen tasapaino on riittävä, toisin sanoen rakenne ei kaadu.
- Jatkuva sortuma pyritään estämään ja rajoittamaan määräysten mukaisesti rakenteellisin keinoin onnettomuustilanteissa.
- Asennustilanteen jäykistyksen on oltava toimiva ja asennusvaiheen stabiiliteetti on aina tutkittava.

Tavanomaisesti esimerkiksi teräsrakenteisen hallin pilarit suunnitellaan mastopilareiksi, jotka toimivat osana rakennuksen jäykistysjärjestelmää. Koivuhaan koulun kohdalla käytetyt liittopilarit suunnitellaan kuitenkin palotilanteeseen, jolloin oletetaan pilarien molempien päiden toimivan nivelinä. Kohteen liittopilarit ovat todellisuudessa kuitenkin mastoja, mutta ne on mitoitettu kestäämään ainoastaan asennusaikaisia kuormituksia. Kaikki vaakasuuntaiset voimat siirretään pilareilta jäykistäville vaaka- ja pystyrakenteille.

Koska liittopilareiden jäykistävää vaikutusta ei rakennesuunnittelussa huomioitu, täytyi kohteeseen suunnitella pystyrakenteet, jotka kykenevät ottamaan rakenteisiin kohdistuvat vaakakuormitukset. Rakennukseen sijoitettiin massiiviset beto-

nielementit, jotka suunniteltiin toimimaan jäykistävinä rakenteina. Toiselle puolelle rakennusta tuleva hissi ja porraskuilu suunniteltiin betonielementeistä rakennettaviksi, jolloin ne olisivat tarpeeksi jäykkiä siirtämään eri tasoilta tulevat vaakakuormitukset perustuksille.

Jotta tasorakenteet siirtäisivät kerätyt vaakakuormitukset yllä mainituille jäykistäville pystyrakenteille, pitää varmistua siitä, että ne ovat riittävän jäykkiä. Koska rakennuksen välipohja ja yläpohja ovat ontelolaattarakenteisia, voidaan niitä hyödyntää rakennuksen tasojäykistyksessä. Sen jälkeen kun ontelolaattojen saumat on valettu ja niihin on sijoitettu jäykistyssuunnitelmien mukaiset sauma- ja rengasteräkset, toimivat ne täysin jäykkinä tasoina. Tämän lisäksi kun suunnitellaan riittävät tartunnat jäykistäviin pystyrakenteisiin, saadaan vaakakuormitukset turvallisesti siirrettyä perustuksiin.

Kattotuolirakenteiden jäykistyksen apuna käytettiin julkaisua RIL 248-2013, NR-kattorakenteen jäykistyksen suunnittelu ja toteuttaminen. Yläpaarretason jäykistys on toteutettu vinolautajäykistyksellä, vinolaudat keräävät vaakavoimat ja siirtävät ne erilaisille jäykistäville pukkirakenteille. Näitä pitkin ne taas siirtyvät ontelolaatastolle. Tavanomaisesti alapaarretaso on jäykistetty esimerkiksi kipsilevyjäykistyksellä, mutta Koivuhaan koulussa kattotuolit on sijoitettu kuitenkin ontelolaataston päälle, jolloin alapaarretaso on jäykistetty ontelolaataston avulla.

Konehuoneen runko on jäykistetty levyjäykistyksellä, ja rungon molemmin puoliset kipsilevyt ottavat vaakavoimat vastaan. Seinän pidemmässä sivussa on myös hyödynnetty harkkorakenteisen väliseinän jäykistyskapasiteettiä. Konehuoneen yläpohja on kannatettu sen rungon päältä sekä harjalla teräspalkin päältä. Pääkannattimina on käytetty tavallista sahatavaraa, ja jäykistys on toteutettu alapuolisella kipsilevyjäykistyksellä.

6 OSASTOIVAT RAKENNEOSAT

Koska suurin osa Koivuhaan koulun osastoivista rakenteista olivat betonirakenteisia, ei niiden palonkestävyyttä lähdetty tarkastelemaan sen enempää. Näihin rakenteisiin kuuluivat muun muassa betoninen hissikuilu, ontelolaattatasot ja harkkorakenteet, joiden osastoivuus voitiin varmistaa harkkovalmistajan esitteistä.

Tarkasteltavaksi jouduttiin kuitenkin ottamaan konehuoneen puurakenteet, sillä ne olivat osastoivuuden lisäksi myös kantavia. Tarkasteltaessa valittuja rakennetyyppejä pystyttiin heti toteamaan, että konehuoneen kattorakenteen tuplapalosuojakipsilevytys pystyisi yksinään täyttämään REI60-kantavuusvaatimuksen, sillä 60 minuutin palon aikana eivät kattokannattajat ehtisi hiiltymään ollenkaan. Puurakenteiden suunnitteluohjeen taulukossa 5.2 nähdään, että hiiltymisen alkamishetki t_{ch} kahdella palokipsilevyllä on 60 minuuttia (RIL 205-2-2007).

Tämän lisäksi palotilanteen kuormat ovat normaalitilanteen kuormia pienempiä, joten voidaan varmuudella todeta kattorakenteen kestävyys palotilanteessa.

Konehuoneen kantavan seinän palomitoitus laskettiin Eurokoodi 5:n mukaisella kantavan seinän palomitoitusohjelmalla (Puuinfo Oy 2013).

Ohjelman avulla pystyttiin varmistamaan seinän palotilanteen kestävyys. Tarkka ohjelman laskelma on esitetty liitteessä 3.

Rakennetyypit on myös esitelty omassa liitteessään, piirustuksessa RAK01 Det.4. -nimellä (liite 2).

7 RAKENNELASKELMAT

Rakennelaskelmat on esitetty omassa liitteessään. Liitteessä on esitelty merkittävimmät rakennuskohteeseen tehdyistä rakennelaskelmista, muun muassa seuraavat laskelmat on esitelty.

- paaluantura
- alapohjan kantava teräsbetonipalkki
- alapohjan kantava teräsbetonilaatta
- liittopilarin mitoitus normaalissa ja palotilanteessa
- liittopilarin pohjalevyn ja peruspulttien mitoitus
- ontelolaataston raudoitus
- jäykistävä betonielementti
- nr-ristikkorakenteen jäykistys
- konehuoneen kantavan seinän palomitoitus.

8 YHTEENVETO

Tämän opinnäytetyön lähestyessä loppuaan voidaan todeta, että Johdannossa asetettu tavoite tarjouspyyntövaiheen rakennesuunnitelmien suunnittelusta onnistettiin toteuttamaan. Ennen vuodenvaihteen 2013–2014 loppua, tarkalleen 20.12.2013, saatiin suunnitelmat niin valmiiksi, että budjetti pystyttiin määrittelemään.

Kohteen suunnittelun alkuvaiheessa oli hyvinkin epäselvää, tulisiko kohde oikeasti toteutumaan joko siinä laajuudessa kuin arkkitehdin suunnitelmissa ilmeni, mahdollisesti supistettuna tai pahimmassa tapauksessa budjettivajeesta johtuen se olisi jäänyt kokonaan rakentamatta. Tässä vaiheessa opinnäytetyön kirjoitusta voidaan kuitenkin todeta, että kohde toteutuu, ja lopulliset suunnitelmat ovat tälläkin hetkellä työn alla.

Omat kokemukseni kohteen rakennesuunnittelusta olivat mieluisat, pääsin ensimmäistä kertaa itse mukaan ”omaan” projektiin. Tämän lisäksi kohde on erittäin monipuolinen. Koivuhaan koulun suunnittelussa oli myös omat haasteensa, suunnittelussa vahvasti mukana olleet liittorakenteet, jäykistys- sekä palomitoitusprosessit olivat itselleni hyvinkin tuntemattomia, ja niiden sisäistäminen vaati itseltäni paljon perehtymistä niin työssä kuin myös vapaa-aikana.

Voin kuitenkin tässä vaiheessa todeta, että poistun opinnäytetyöprojektistani erittäin mielenkiintoista kokemusta rikkaampana. Olen myös tyytyväinen siihen, että sain mahdollisuuden suunnitella itselleni ennestään tuntemattomia rakenteita, oppia paljon uutta, ja hyödyntää itselleni ennestään tuttuja viimeisen neljän vuoden aikana opittuja asioita.

LÄHTEET

Betoniteollisuus ry. 2010a. Jäykistysjärjestelmät. Viitattu 22.1.2014 <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>.

Betoniteollisuus ry. 2010b. Asuinkerrostalon esimerkkilaskelmat. Viitattu 20.3.2014 http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23641/Asuinkerrostalon%20mallilaskelmat_ver_5_20131115.pdf.

Ongelin, P. & Valkonen, I. 2012. Rakenneputket EN 1993- käsikirja. Rautaruukki Oyj.

Peikko Group Oy. 2014. Deltapalkki. Viitattu 19.4.2014. <http://www.peikko.fi/product-group-fi/g=Deltapalkki>

Puuinfo Oy. 2013. Kantavan seinän palomitoitus. Viitattu 2.3.2014 <http://www.puuinfo.fi/rakentaminen/mitoitusohjelmat/kantavan-seinan-palomitoitus>.

RT RakMK-21090. C1 Ääneneristys ja meluntorjunta rakennuksessa. Määräykset ja ohjeet 1998. Ympäristöministeriö, asunto- ja rakennusosasto. Helsinki: Rakennustieto Oy.

RT RakMK-21228. B3 Pohjarakenteet. Määräykset ja ohjeet 2004. Ympäristöministeriö, asunto- ja rakennusosasto. Helsinki: Rakennustieto Oy.

RT RakMK-21253. B4 Betonirakenteet. Määräykset ja ohjeet 2005. Ympäristöministeriö, asunto- ja rakennusosasto. Helsinki: Rakennustieto Oy.

RT RakMK-21502. E1 Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet 2011. Ympäristöministeriö, rakennetun ympäristön osasto. Helsinki: Rakennustieto Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2007. Puurakenteiden suunnitteluohje RIL 205-2-2007. Helsinki: Suomen RIL.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat RIL 201-1-2008. Helsinki: Suomen RIL.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2013. NR-kattorakenteen jäykistyksen suunnittelu ja toteuttaminen, RIL 248-2013. Helsinki: Suomen RIL.

Teräsrakenneyhdistys ry. 2004. Betonitäyteen teräsluottopilarin suunnitteluohje.

Teräsrakenneyhdistys ry. 2010. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 3 -oppikirja. Helsinki.

Ympäristöministeriö 2007. Ympäristöministeriön asetus Eurocode standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. Viitattu 22.1.2014 http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lain-saadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma.

Rakennelaskelmat

Paaluantura

Tässä laskelmassa mitoitetaan rakennekuvissa näkyvä paaluantura A4, sillä se on kohteen kuormitetuin paaluantura. Paaluanturalle kohdistuu kuormia usealta kerrokselta. Seuraavaksi on esitelty ominaiskuormat kuormatyyppien mukaan:

$$N_{k,pysyvä} = 773 \text{ kN}$$

$$N_{k,hyöty} = 310 \text{ kN}$$

$$N_{k,lumi} = 100 \text{ kN},$$

jolloin kokonaiskuorma käyttörajatilassa on $N_k = 1183 \text{ kN}$. Näin ollen joudumme kyseisessä paaluanturassa käyttämään kolme kappaletta RR140/8, joiden $Ps_{all} = 410 \text{ kN}$ eli yhteensä 1230 kN riittävän kantavuuden varmistamiseksi.

Paaluanturan mitoituksessa käytetään murtorajatilán varmuuskertoimia. Tämän lisäksi voidaan suorittaa kuormitusyhdistely, sillä todellisuudessa ei tule ikinä 100 % kuormia paaluanturalle. Kuormittavin kuormitusyhdistelmä saadaan, kun käytetään yhdistelykertoimia $\psi_0 = 0,7$ lumikuormalle ja hyötykuorma huomioidaan mitoittavana eli 100 % hyötykuorma. Näin saadaan mitoittavaksi kuormaksi:

$$N_d = 773 \text{ kN} \cdot 1,15 + 310 \text{ kN} \cdot 1,5 + 100 \text{ kN} \cdot 0,7 \cdot 1,5 = 1460 \text{ kN}$$

Kuormitusyhdistelykertoimet valittiin taulukosta 1 joka on Eurokoodin SFS-EN 1990 kansallisesta liitteestä 1 (taulukko 1) . Taulukko on esitelty alla (Ympäristöministeriön asetus Eurocode standardien soveltamisesta talonrakentamisessa, 2007).

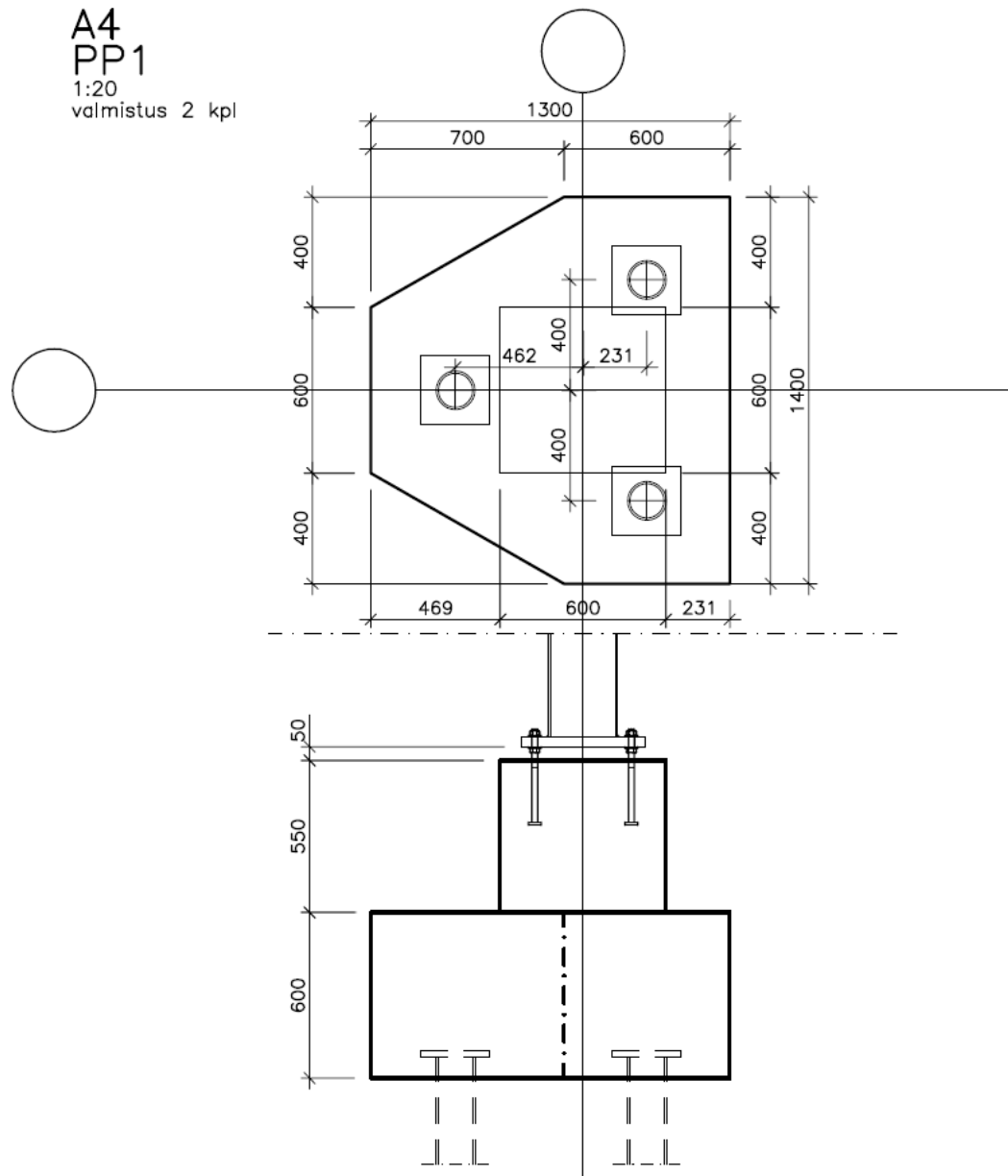
Taulukko A1.1 (FI) Kertoimien ψ arvot rakennuksille

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)*) kun $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$ $s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7 0,7	0,4 0,5	0,2 0,2
Jääkuorma **)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. **) Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

Selostus: Jääkuormien ominaisarvoja on esitetty mm. standardissa ISO 12494:2001.

Taulukko 1. Kuormien yhdistelykertoimet.

Jotta paalujen katkaisukorko pysyisi samana koko laajennuksen alueella, valittiin alustavaan mitoituspaaluun paalun korkeudeksi $h = 600\text{mm}$. Kun paaluanturassa on useampi paalu, on ruukki määritellyt RR140/8 paalulle paaluvälin k-k 800 mm. Paaluanturan mitat on esitelty seuraavaksi (kuva 1).



Kuva 1. Paaluanturan A4 mitat.

Vetoteräksset

Pilarilta tulevat kuormat aiheuttavat paalujen välille vetoa. Kolmipaaluksen anturan tapauksessa vetovoimat lasketaan kaavalla, (Suomen Betoniryhdistys ry. 2005. 455):

$$F_t = k \cdot \frac{s_p}{d} \cdot \left(1 - \frac{h_c}{2s_p}\right) \cdot N_d, \text{ jossa}$$

$$N_d = 1460 \text{ kN}$$

s_p on paalujen keskiöväli, joka on 800 mm,

h_c on kuormitusalueen leveys, tässä tilanteessa tarkoitetaan peruspilarin leveyttä, joka on 600 mm,

k on paalujen sijoituksesta riippuva kerroin, joka on kolmen paalun anturassa 1/9.

$$F_t = \frac{1}{9} \cdot \frac{800 \text{ mm}}{462 \text{ mm}} \cdot \left(1 - \frac{600 \text{ mm}}{2 \cdot 800 \text{ mm}}\right) \cdot 1460 \text{ kN} = 176 \text{ kN}$$

Tarvittava vetoterästys saadaan kaavasta:

$$A_s = \frac{F_t}{f_{sd}}$$

jossa $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$, kun teräslaatu on A500HW ja rakenneluokka 2.

$$A_s = \frac{176 \cdot 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 404 \text{ mm}^2$$

Tämä tarkoittaa käytännössä 3 kpl 16 mm vetoteräksiä jokaisen paalun väliin. Todellisuudessa paaluun laitettiin 4 kpl 16 mm teräksiä, jolloin ollaan reilusti varmalla puolella.

Ripustusraudoitus

Pilarikuorman N_d siirtyminen paaluille varmistetaan ripustusraudoituksella, joka mitoitetaan leikkausvoimalle $V_{sv,d} = N_d/(1,5n)$ jossa n on paalujen lukumäärä:

$$V_{sv,d} = 1460 \text{ kN} / (1,5 \cdot 3) = 325 \text{ kN}$$

Tarvittava ripustusteräsmäärä saadaan kaavalla:

$$A_{sv} = \frac{V_{sv,d}}{f_{sd}} = \frac{325 \cdot 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 748 \text{ mm}^2$$

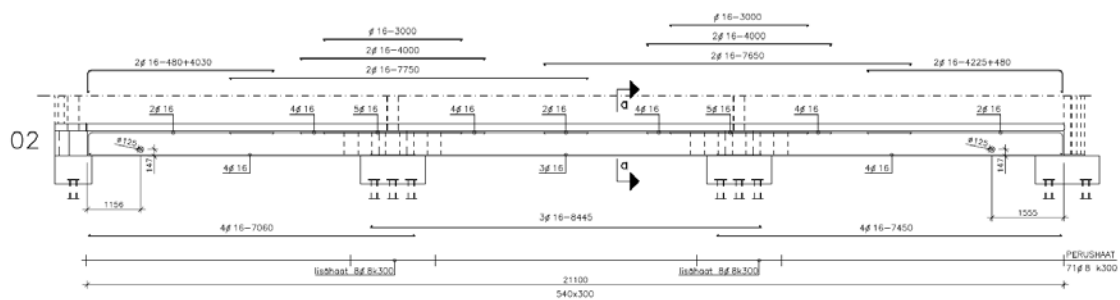
Tämä tarkoittaa neljää 12 mm:n haka jokaiseen paalujen vapaaväliin. Tässäkin tapauksessa varmuuden vuoksi laitettiin jokaiseen väliin viisi kappaletta hakoja.

Kaikkien paalujen lopullinen rauditus on esitelty omassa kuvassaan RAK04 (liite 2).

Alapohjan kantava teräsbetonipalkki

Seuraavassa laskelmassa on esitelty tasokuvissa ja palkkikuvissa esiintyvien palkkien mitoitus.

Palkin alustavaksi kooksi ennen mitoituksen aloittamista valittiin $h = 540\text{mm}$ ja $b = 300\text{mm}$, sillä se on korkeudeltaan sopiva kannattamaan 160 mm korkeaa kantavaa laatta ja se voidaan tukea paaluanturan päältä. Ohessa pituusleikkaus (kuva 2) valmiista palkista, josta myöskin ilmenee staattinen malli.



Kuva 2. Alapohjan kantava palkki 02.

Palkin kuormat

Palkin kuormitusleveys $L=3,6\text{m}$.

Pysyvät kuormat:

$$\text{Palkin omapaino: } g_{kop} = h \cdot b \cdot \rho = 0,54 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4,05 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kantavalaatta: } g_{kkl} = h \cdot \rho \cdot L = 0,16 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3,6 \text{ m} = 14,4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Väliseinä: } g_{kvs} = H \cdot g_{vs\text{neliö}} = 3,2 \text{ m} \cdot 0,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,624 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \approx 3 \text{ kN/m}$$

Hyötykuormat:

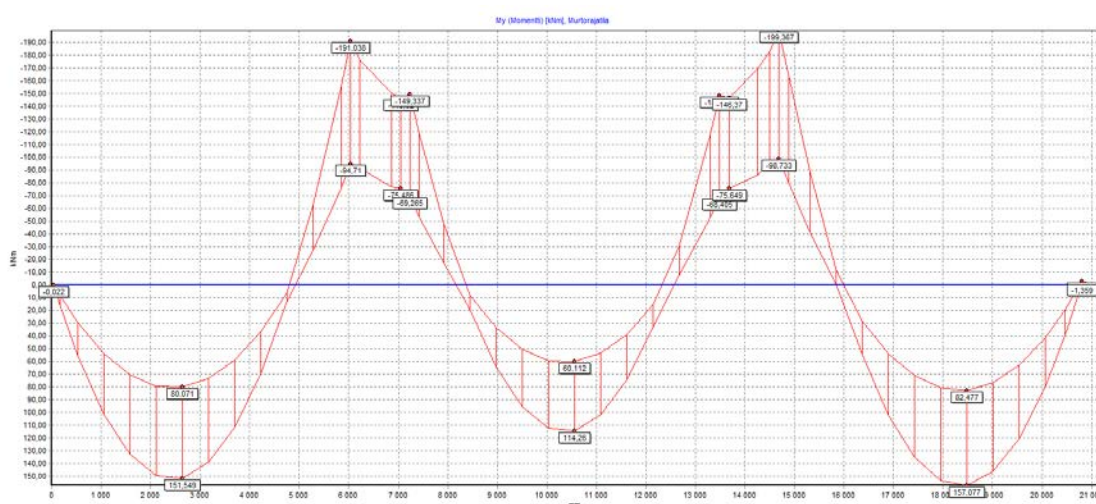
Palkille tulee käytävän puolelta noin 1,6m matkalta C3 luokan hyötykuormaa, sekä luokahuoneen puolelta noin 2m matkalta C1 luokan hyötykuormaa.

C1 luokan hyötykuorma: $q_{k\ c1} = L \cdot C1 = 2\ m \cdot 2,5\ \frac{kN}{m^2} = 5\ kN/m$

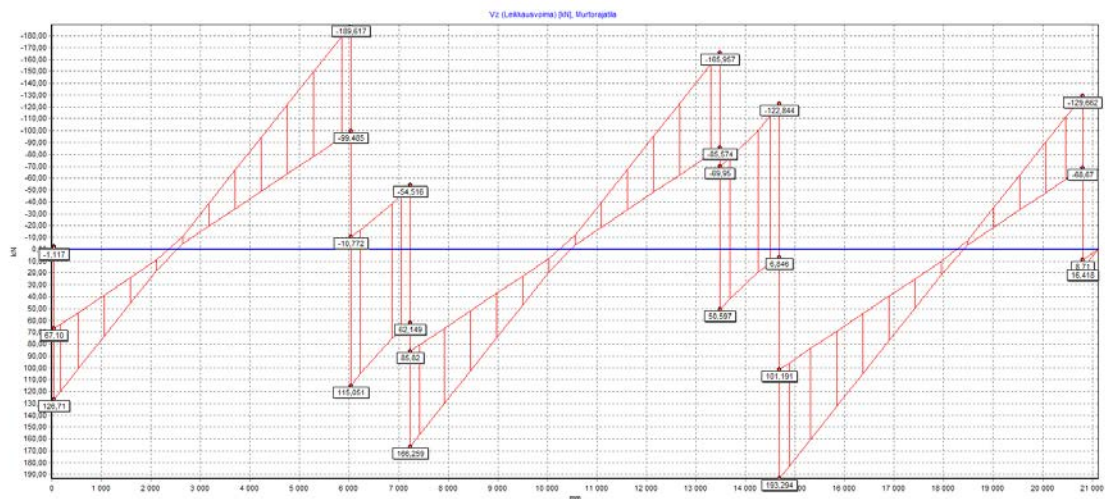
C3 luokan hyötykuorma: $q_{k\ c3} = L \cdot C3 = 1,6\ m \cdot 4\ \frac{kN}{m^2} = 6,4\ kN/m$

Mitoittavan momentin ja leikkausvoiman laskenta

Mitoittava momentti ja leikkausvoima voidaan määrittää käsilaskenta menetelmällä, mutta koska käytössäni oli Metsäwoodin Finnwood ohjelma, voitiin sillä määrittellä rakenteen mitoittavat voimat. Käsilaskenta menetelmällä lisättäisiin ominaiskuormiin varmuuskertoimet pysyville kuormille $\varphi = 1,15$ ja hyötykuormille $\varphi = 1,5$; Finnwood osaa ottaa tämän kuitenkin itse laskennassa huomioon, ohjelma tarkastelee myöskin erilaiset kuormitusyhdiselmät ja ilmoittaa laskennassa saadut ääriarvot. Ohessa on esitetty kuvat palkkiin kohdistuvasta momentti ja leikkausvoiman arvoista.



Kuva 3. Palkin 02 momenttikuvio.



Kuva 4. Palkin 02 leikkausvoimakuvio.

Mitoittavat voimat palkissa:

Maksimi momentti aukossa: $M_{df\ max} = 158\ kNm$

Maksimi momentti tuella: $M_{ds\ max} = 200\ kNm$

Maksimi leikkaus: $V_{d\ max} = 194\ kNm$

Pääterästen laskenta

Lähtötiedot: Palkin poikkileikkaus $h=540\ mm$ ja $b=300\ mm$

Betoni laatu C25/30-2

Teräslaatu A500HW

Palkin tehollinen korkeus:

$$d = 540\ mm - 30\ mm - 16\ mm/2 - 8\ mm = 494\ mm \approx 490\ mm$$

jossa 540mm on palkin korkeus, 30mm suojabetoni, 16mm/2 puolet oletettavan pääteräksen koosta sekä 8mm oletettava hakaraudoituksen koko.

$$\text{Betoni mitoituslujuus: } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25\ N/mm^2}{1,5} = 14,16\ N/mm^2$$

Harjaterästen mitoituslujuus:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Kun lähtötiedot ovat selvillä, voidaan laskea riittävät vetoteräket aukkojen osuuksille:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = \frac{158 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{300 \text{ mm} \cdot (490 \text{ mm})^2 \cdot 14,16 \text{ N/mm}^2} = 0,132 < \mu_b = 0,358$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,132} = 0,142 < \beta_b = 0,467$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 490 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,142}{2}\right) = 455 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{Z f_{sd}} = \frac{158 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{455 \text{ mm} \cdot 435 \text{ N/mm}^2} = 798 \text{ mm}^2$$

Tuen kohdalla tukimomenttia $M_{ds \max}$ voidaan pienentää arvolla ΔM . Sen suuruuteen vaikuttaa tukireaktion mitoitusarvo sekä tuen leveys.

$$\Delta M = \frac{R_{ed} b_s}{8} = \frac{316 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m}}{8} = 7,9 \text{ kNm}$$

$$M_{ds} = M_{ds \max} - \Delta M = 200 \text{ kNm} - 7,9 \text{ kNm} = 192,1 \text{ kNm}$$

Tällä momentilla laskettuna saadaan tuen teräsmääräksi:

$$\mu = 0,160 < \mu_b = 0,358$$

$$\beta = 0,175 < \beta_b = 0,467$$

$$Z = 447 \text{ mm}$$

$$A_s = 987 \text{ mm}^2$$

Tämän lisäksi tarkistetaan täyttääkö lasketut teräket vaaditun minimi teräsmäärän. Ratkaiseva minimiterästys on seuraavasta kahdesta laskusta suurin lukema.

$$A_{s \min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6 \text{ N/mm}^2}{500 \text{ N/mm}^2} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 490 \text{ mm} = 199 \text{ mm}^2$$

tai

$$A_{s\ min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 300\ mm \cdot 490\ mm = 192\ mm^2$$

Laskettu terästys täyttää yllä esitetyt minimiarvot.

Hakaraudoitus (Leikkausterästys)

Mitoitetaan kaikki leikkausvoimat betoniteräksille, jolloin tulos on varmalla puolella. Laskut aloitetaan määrittelemällä minimi hakaväli.

$$s \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 490 \cdot (1 + 0) = 367,5\ mm$$

Valitaan hakaväliksi 300mm.

$$\rho_{w_1\ min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25\ N/mm^2}}{500\ N/mm^2} = 8 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{sw\ min} = \rho_{w_1\ min} \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 8 \cdot 10^{-4} \cdot 300\ mm \cdot 300\ mm \cdot 1 = 72\ mm^2$$

Koska kyseessä on umpihaat riittää 8mm hakarauta. Seuraavaksi lasketaan niiden kapasiteetti.

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{sd} \cdot \frac{Z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$\text{jossa } Z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 490\ mm = 441\ mm$$

$$V_{Rd,s} = 101\ mm^2 \cdot 435\ N/mm^2 \cdot \frac{441}{300} \cdot (2,5 \cdot 0) \cdot 1 = 161\ kN$$

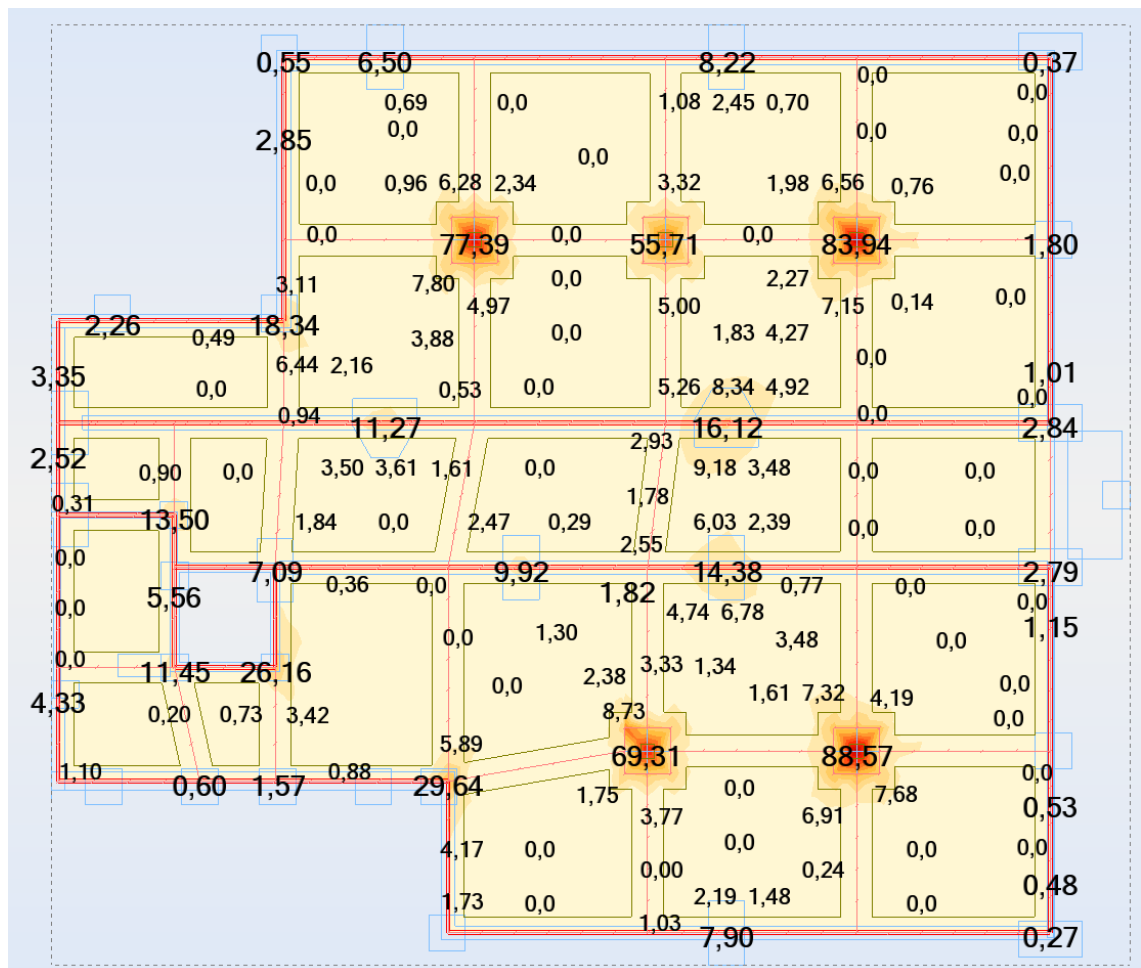
Tästä voidaan päätellä että hakavälillä 150mm kapasiteetti on 322kN

Lopputulos: Palkin tukirauhoitus 5kpl 16mm, kenttäraudoitus 4kpl 16mm, Hakaraudoitus 8mm k300 jaolla sekä tarvittaessa eli mm. tukien kohdalla k150.

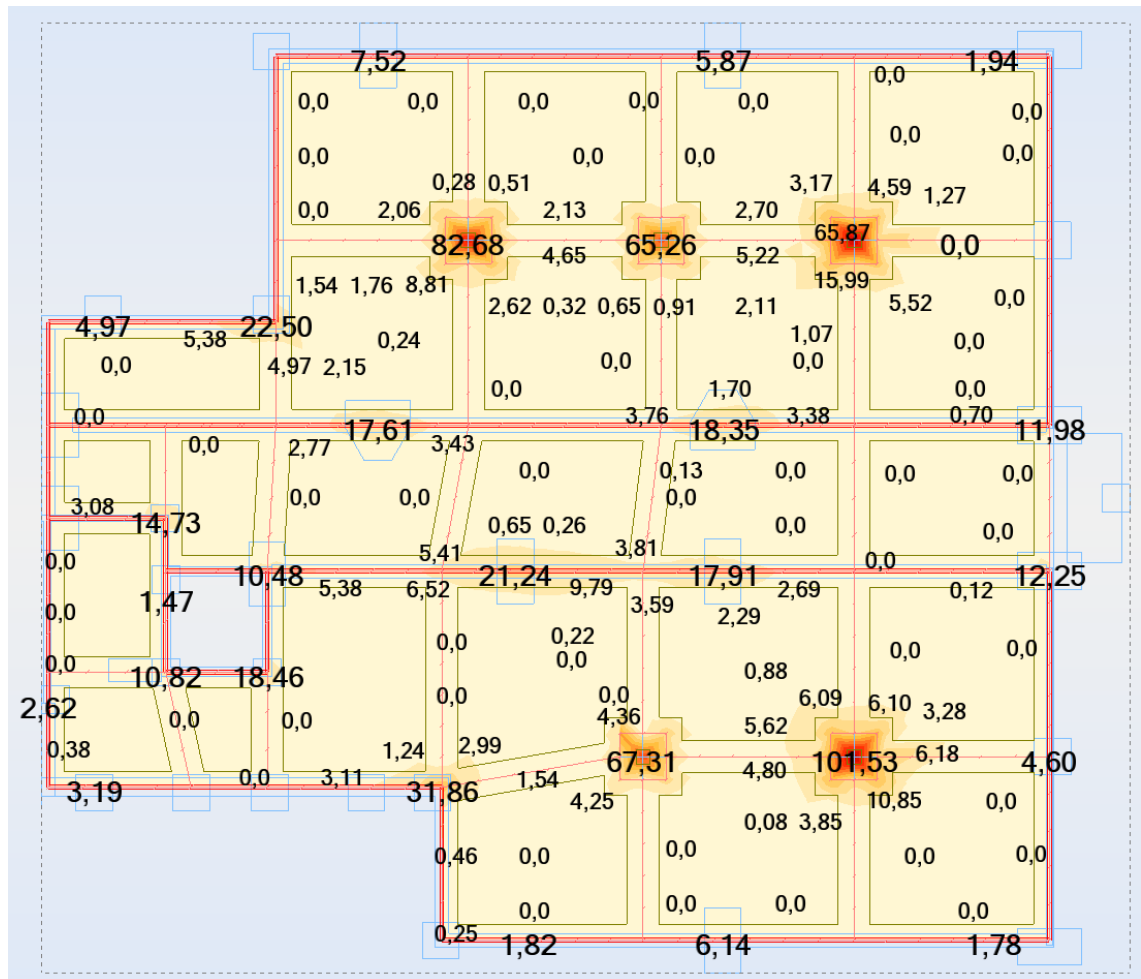
Alapohjan kantava teräsbetonilaatta

Pilarilaatan suunnittelussa olivat lähtökohdat hyvinkin samoja kuin palkin raudoitusten laskennassa. Aluksi selvitettiin laatasta vaikuttavat momentit ja niiden avulla määriteltiin tarvittavat ylä- ja alapinnan teräkset. Tämän lisäksi tarkastettiin myös paaluvahvikkeen kohdalla laatan lävistyskestävyys.

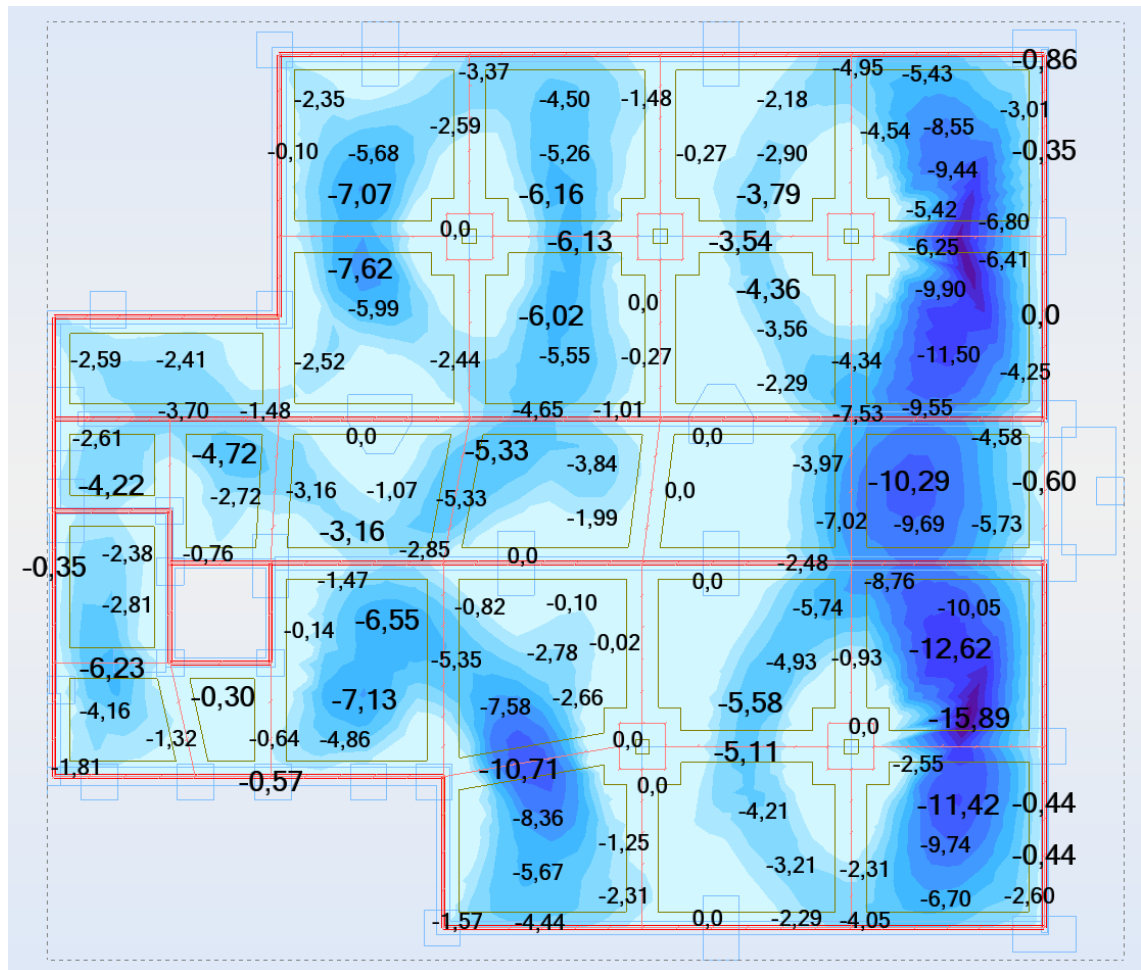
Laatan alalla vaikuttivat paikoittain C1 ja C3 luokan hyötykuormat. Niistä aiheutuvat momentit laskettiin hyödyntämällä Autodeskin Robot Structural Analysis ohjelmaa. Ohjelmaan mallinnettiin pilarilaatan staattinen 3d-malli ja lisättiin siihen tulevat hyötykuormat. Pysyvät kuormat ohjelma osasi laskea itsenäisesti. Seuraavissa kuvissa on esitetty ylä- ja alapinnan momentit x- ja y-suuntaan (kuvat 5, 6, 7, 8).



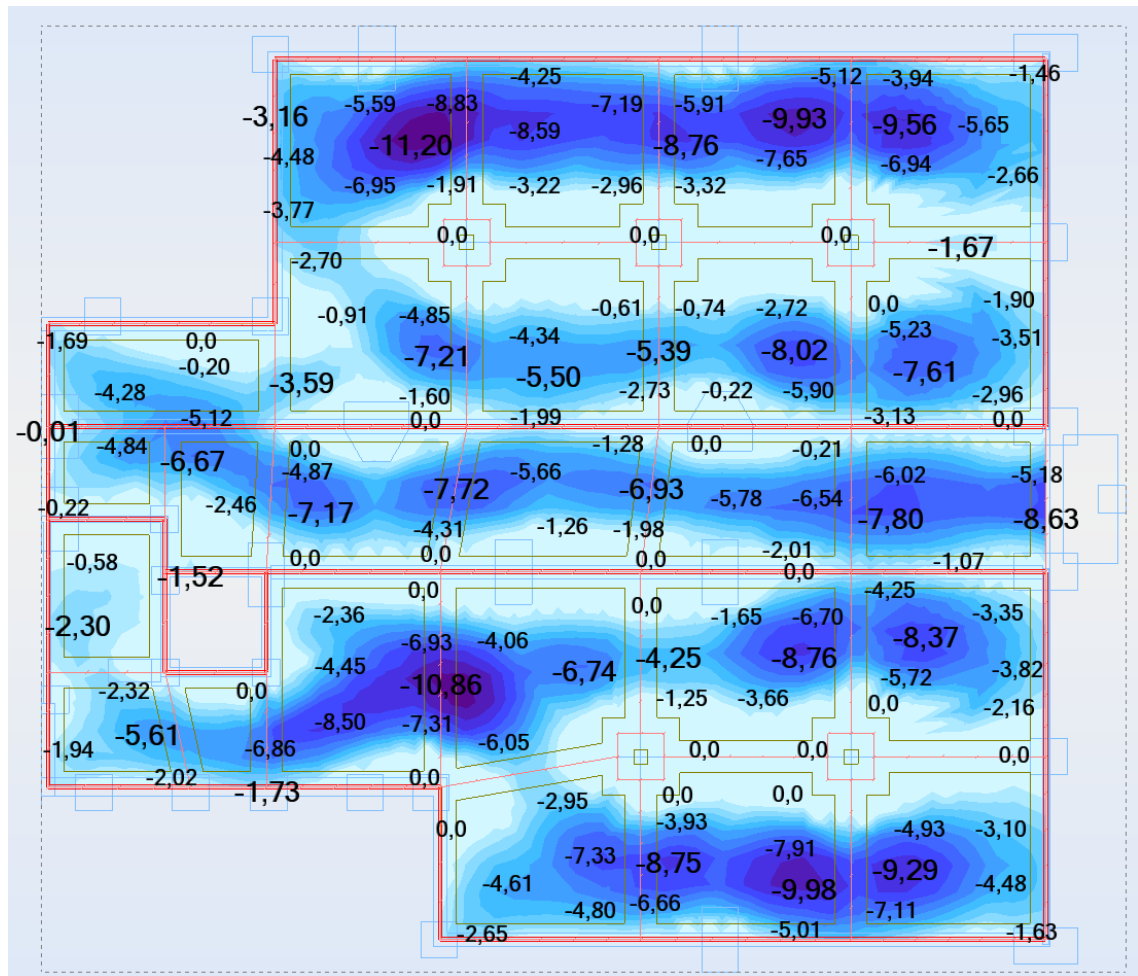
Kuva 5. Alapohjan kantavan laatan yläpinnan momentit, x-suunta.



Kuva 6. Alapohjan kantavan laatan yläpinnan momentit, y-suunta.



Kuva 7. Alapohjan kantavan laatan alapinnan momentit, x-suunta.



Kuva 8. Alapohjan kantavan laatan alapinnan momentit, y-suunta.

Pääteräksset

Lähtötiedot:

Laatan paksuus $h=160$ mm, paaluvahvikkeen koko: 1000 mm x 1000 mm x 410 mm.

Betonilaatu C25/30-2

Teräslaatu A500HW

Laatan tehollinen paksuus:

$$d = 160 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 122 \text{ mm}$$

Paaluvahvikkeen tehollinen paksuus:

$$d = 410 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 12 \text{ mm} = 360 \text{ mm}$$

$$\text{Betonin mitoituslujuus: } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 14,16 \text{ N/mm}^2$$

Harjaterästen mitoituslujuus:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Seuraavilla kaavoilla saadaan tarvittava teräsmäärä laskettua samoilla menetelmillä kuin palkin raudoituksen laskennassa.

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2} \right)$$

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{sd}}$$

Edellä mainituilla kaavoilla ja lähtötiedoilla saatiin määriteltyä laatan raudoitukseksi:

Paaluvahvikkeen h=410mm kohdalla terästyksi x- ja y-suuntaan määriteltiin 10mm k200 jaolla. Tämän lisäksi otettiin huippumomentin kohdalle 3kpl 12mm k50 jaolla

Laatan alapintaan ja yläpintaan sijoitettiin perusterästyksi x- ja y-suuntaan 8mm k200 teräsverkot.

Tämän lisäksi tarpeen mukaan on sijoitettu lisäteräksiä.

Tarkka rauditus on esitetty kuvassa RAK07 (Liite 2.).

Pilarilaatan lävistyskestävyys paaluvahvikkeen kohdalla

Pilarilaatan kohdalla on tärkeä myös varmistaa etteivät pilarit, Koivuhaan koulun tapauksessa, teräsputkipaalut lävistä kantavaa laattaa. Tämän takia tehtiin laatan lävistystarkastelu.

Robot structural analysis ohjelman laskelmista pystyttiin selvittämään paaluvahvikkeelle tulevan kuorman suuruus murtorajatilassa:

$$N_d = 200 \text{ kN}$$

Laatan lävistyskestävyyden laskentaan käytettiin Rakentamismääräyskokoelman osasta B4 löytyvää laatan lävistyskapasiteetin kaavaa:

$$V_c = k \cdot \beta(1 + 50\rho)u \cdot d \cdot f_{ctd}$$

(RakMK B4 2005)

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo määritellään kaavasta:

$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{2,6 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,4733 \dots \text{ N/mm}^2$$

$$d = 410 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 12 \text{ mm} = 360 \text{ mm}$$

$$k \text{ arvo kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,36 \text{ m} = 1,24 \geq 1$$

$$\text{eli } = 1,24$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

A_s eli teräsmäärään lävistysalueella huomioidaan tässä tapauksessa vain perusterästys 8mm k200 sekä laatanvahvikkeen 10m k200 terästys, jolloin tulokset ovat varmalla puolella. Tässä tapauksessa $A_s = 644 \text{ mm}^2$.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{644 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm}} = 0,00178 < 0,008$$

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

jossa $e = 0\text{ mm}$ ja A_u on tuen reunasta etäisyydellä $0,5d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala. Tässä tapauksessa tukena toimii paalu, jonka paaluhattu on kooltaan $250\text{ mm} \times 250\text{ mm}$. Näin ollen A_u on:

$$A_u = (250\text{ mm} + 2 \cdot 360\text{ mm}) \cdot (250\text{ mm} + 2 \cdot 360\text{ mm}) = 940900\text{ mm}^2$$

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5 \cdot 0\text{ mm}}{\sqrt{940900\text{ mm}^2}}} = 0,4$$

u on leikkauksen rajoittaman pinta-alan piiri:

$$u = (250\text{ mm} + 2 \cdot 360\text{ mm}) \cdot 2 = 1940\text{ mm}$$

Näillä arvoilla voidaan määrittää paaluvahvikkeen lävistyskestävyys:

$$\begin{aligned} V_c &= 1,24 \cdot 0,4 (1 + 50 \cdot 0,00178) 1940\text{ mm} \cdot 360\text{ mm} \cdot 1,4733 \cdot 10^{-3}\text{ N/mm}^2 \\ &= 555\text{ kN} \end{aligned}$$

Näin ollen paaluvahvikkeen lävistyskestävyys voidaan todeta riittäväksi.

Liittopilarin mitoitus normaalissa ja palotilanteessa

Kohteen R60 kantavuusvaatimuksen takia kaikki kohteen kantavat rakenteet päätettiin toteuttaa liittorakenteisena, liittorakenteiden hyvien palonkestävyys ominaisuuksien takia. Tässä laskelmassa on käyty läpi betonitäytteisen teräspilarin kapasiteetin laskenta. Laskelmat on tehty käyttäen julkaisun: Betonitäytteisen teräслиittopilarin suunnitteluohje 2004 ohjeita ja esimerkkejä (Teräsrakenneyhdistys ry. 2004).

Laskelmassa on tarkasteltu kohteen kuormitetuin pilari. Kuormat on määritetty samalla menetelmällä sekä kuormitusyhdistelmällä kuin paaluanturan kuormitus, paitsi että pilarille ei kohdistu yhtään alapohjan kuormia. Näin ollen murtorajatilan kuormitukseksi saadaan:

$$N_{ed} = 978 \text{ kN}$$

Palotilanteen kuormituksia laskettaessa saatiin mitoittavin kuormitusyhdistelmä tilanteessa, jossa pysyvien kuormituksen lisäksi hyötykuorman yhdistelykertoimena oli $\psi_1 = 0,7$ ja lumikuormien yhdistelykertoimena $\psi_2 = 0,2$. Pilaria kuormittavat ominaiskuormat ovat:

$$N_{k,pysyvä} = 510 \text{ kN}$$

$$N_{k,hyöty} = 191 \text{ kN}$$

$$N_{k,lumi} = 100 \text{ kN}$$

Kuormitusyhdistelyn jälkeen palotilanteen mitoittavimmaksi kuormitukseksi saadaan:

$$N_{ed,fi} = 510 \text{ kN} + 191 \text{ kN} \cdot 0,7 + 100 \text{ kN} \cdot 0,2 = 664 \text{ kN}$$

Normaalin- ja palotilanteen kuormilla sekä nurjahduspituuden avulla voidaan taulukkomitoituksella valita alustava pilarikoko ja sen mahdollinen raudoitus.

Pilarin nurjahduspituutena normaalitilanteessa l_e käytetään kohteen suurinta kerroskorkeutta. Näin voidaan olla varmoja pilarin kestävyydestä normaali tilanteessa missä vain rakennuksessa.

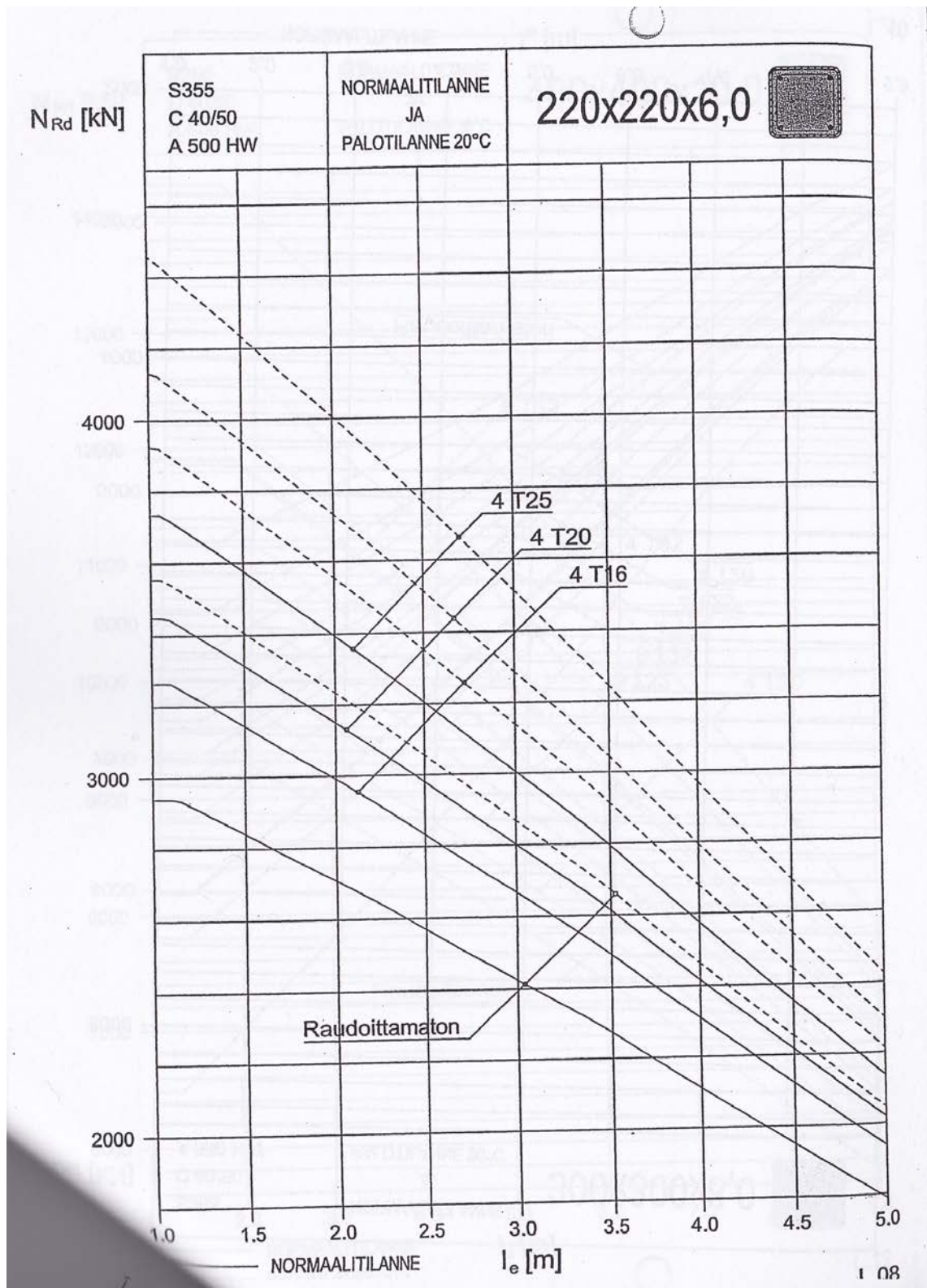
$$l_e = 3870 \text{ mm} = 3,87 \text{ m}$$

Kyseisen esimerkin palotilanteen nurjahduspituutena käytetään mitoittettavan pilarin oikeata korkeutta.

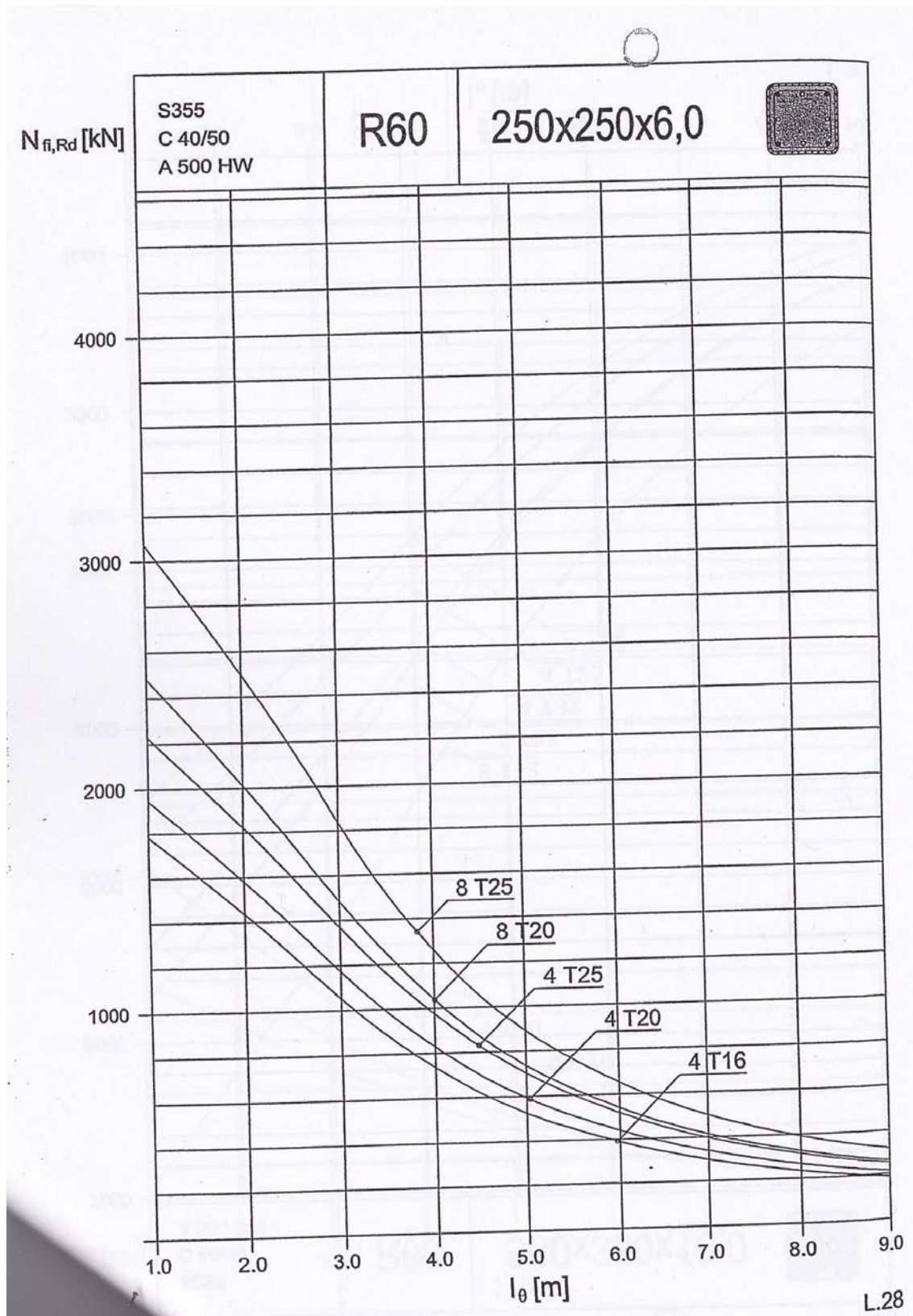
$$l_\theta = 3000 \text{ mm}$$

Näiden lähtötietojen avulla valittiin taulukosta tarkasteltavan pilarin kooksi neliöputkiprofiili 250x250x6,0, jossa raudoituksena 4 kpl 16mm harjaterästangot (taulukko 2, 3).

Pilarin muut tiedot: Teräslaatu S355, harjateräslaatu A500HW, betonin puristuslujuus C40/50, pilarit suunnitellaan rakenneluokkaan 1.



Taulukko 2. 250x250x6 Liittopilarin mitoitustaulukko normaalitilanteessa.



Taulukko 3. 250x250x6 Liittopilarin mitoitustaulukko palotilanteessa.

Seuraavaksi on käyty liittopilarin mitoituksen kannalta oleelliset poikkileikkaukset.

Teräspilarin dimensiot:

$$h = b = 250 \text{ mm}, e = 6 \text{ mm}, h_c = b_c = 250 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm} = 238 \text{ mm}$$

Teräspilarin poikkileikkausarvot:

$$A_a = 5763 \text{ mm}^2, I_a = 56720000 \text{ mm}^4, W_{pa} = 524500 \text{ mm}^3$$

Betoniteräksen poikkileikkaukset:

$$A_s = 4 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}^2 \cdot \pi}{4} \right) = 0,804 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$d_s = 250 - 2 \cdot \left(35 + \frac{16}{2} + 6 \right) = 152 \text{ mm}$$

$$I_s = A_s \cdot (0,5 \cdot d_s)^2 = 0,804 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot (0,5 \cdot 152 \text{ mm})^2 = 4,645 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Betonin poikkileikkaukset:

$$A_c = b_c \cdot h_c = 238 \text{ mm} \cdot 238 \text{ mm} = 5,664 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \left(\frac{b_c \cdot h_c^3}{12} \right) = \left(\frac{238 \text{ mm} \cdot 238 \text{ mm}^3}{12} \right) = 2,674 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Seuraavaksi on esitelty materiaalien mitoitusarvot,

Betoni:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{40 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 25,185 \dots \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33500 \text{ N/mm}^2$$

Rakenneteräs:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_y} = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,1} = 322,727 \dots \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Betoniteräs:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,1} = 454,545 \dots \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Kun lähtötiedot ovat selvillä, tarkastellaan pilarin kestävyys kun siinä on keskeinen nurjahduskuorma. Ensimmäiseksi selvitetään poikkileikkauksen puristuskestävyyden laskenta-arvo.

$$\begin{aligned} N_{plRd} &= (A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}) \cdot 10^{-3} \\ &= (5763 \text{ mm}^2 \cdot 322,727 \text{ N/mm}^2 + 5,664 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 \cdot 25,185 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad + 0,804 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 454,545 \text{ N/mm}^2) \cdot 10^{-3} = 3651 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tämän jälkeen selvitetään pilarin tehollinen taivutusjäykkyys:

$$\begin{aligned} EI_{eff} &= E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \\ &= 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 56720000 \text{ mm}^4 + 0,6 \cdot 33500 \text{ N/mm}^2 \cdot 2,674 \\ &\quad \cdot 10^8 \text{ mm}^4 + 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 4,645 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 1,826 \cdot 10^{13} \end{aligned}$$

Tämän lisäksi täytyy selvittää teräsosakerroin. Sen tulee olla suuruudeltaan välillä 0,2-0,9:

$$\delta = \frac{(A_a \cdot f_{yd}) \cdot 10^{-3}}{N_{plRd}} = \frac{(5763 \text{ mm}^2 \cdot 322,727 \text{ N/mm}^2) \cdot 10^{-3}}{3651 \text{ kN}} = 0,51 \rightarrow OK!$$

Seuraavaksi tarkastellaan kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{I_e^2} \cdot EI_{eff} \cdot 10^{-3} = \frac{\pi^2}{(3870 \text{ mm})^2} \cdot 1,826 \cdot 10^{13} \cdot 10^{-3} = 12033 \text{ kN}$$

Tämän lisäksi tarkastellaan poikkileikkauksen puristuskestävyyden ominaisarvo eli puristuskestävyys ilman varmuuksia:

$$\begin{aligned} N_{plR} &= (A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}) \cdot 10^{-3} \\ &= (5763 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 + 5,664 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 \cdot 40 \text{ N/mm}^2 + 0,804 \\ &\quad \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 500 \text{ N/mm}^2) \cdot 10^{-3} = 4713 \text{ kN} \end{aligned}$$

Näillä arvoilla saadaan laskettua pilarin suhteellinen hoikkuus:

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pIR}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4713 \text{ kN}}{12033 \text{ kN}}} = 0,626$$

$$\lambda_{vert} = \frac{0,8}{(1 - \delta)} = \frac{0,8}{(1 - 0,51)} = 1,633$$

Kun λ on pienempi kuin λ_{vert} ei tarvitse huomioida pitkäaikaikuormien vaikutusta teholliseen kimmoiseen jäykkyyteen.

Putkipilarin epätarkkuustekijä $\alpha = 0,49$ koska kylmämuovatut rakenneputket kuuluvat nurjahduskäyrään C (Teräsrakenneyhdistys ry. 2010. 55).

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,626 - 0,2) + 0,626^2] = 0,8$$

Näiden arvojen avulla saadaan laskettua pienennyskerroin:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \lambda^2)}} = \frac{1}{0,8 + \sqrt{(0,8^2 - 0,626^2)}} = 0,77$$

Jonka avulla pystytäänkin jo määrittelemään pilarin kestävyys keskeisellä nurjahduskuormalla:

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pIRd} = 0,77 \cdot 3651 \text{ kN} = 2811 \text{ kN} > N_d = 978 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Tämän lisäksi tarkastellaan tilanne jossa pilaria kuormittaa keskeinen puristus ja taivutus.

Selvitetään tukilevyliitoksen epäkeskisyyttä:

$$d = \frac{b}{2} + 100 \text{ mm} = \frac{250 \text{ mm}}{2} + 100 \text{ mm} = 225 \text{ mm}$$

Lausekkeen 100mm tulee tilanteesta, jossa Deltapalkki on kiinnitetty putkipalkki-konsolilla pilarin kylkeen. Tämän avulla saadaan laskettua palkin maksimi mitoittava momentti. Momentin aiheuttaa välipohjan kuormat:

$$M_{ed} = N_{d,vp} \cdot d = 540 \text{ kN} \cdot 225 \text{ mm} \cdot 10^{-3} = 122 \text{ kNm}$$

Tarkastetaan tämän lisäksi kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma tehollisella poikkileikkauksella:

$$\begin{aligned}
 EI_{eff} &= 0,9 \cdot (E_a \cdot I_a + 0,5 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s) \\
 &= 0,9 \cdot (210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 56720000 \text{ mm}^4 + 0,5 \cdot 33500 \text{ N/mm}^2 \\
 &\quad \cdot 2,674 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 + 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 4,645 \cdot 10^6 \text{ mm}^4) \\
 &= 1,563 \cdot 10^{13}
 \end{aligned}$$

$$N_{cr,eff} = \frac{\pi^2}{I_e^2} \cdot EI_{eff} \cdot 10^{-3} = \frac{\pi^2}{(3870 \text{ mm})^2} \cdot 1,563 \cdot 10^{13} \cdot 10^{-3} = 10299 \text{ kN}$$

koska

$$\frac{N_{ed}}{N_{cr,eff}} = \frac{978 \text{ kN}}{10299 \text{ kN}} = 0,095 < 0,1$$

ei tarvitse huomioida toisen kertaluvun vaikutusta ja mitoitusmomenttina toimii M_{ed} .

Seuraavaksi selvitetään keskinen normaalivoimakkestävyys:

$$N_{pmRd} = (A_c \cdot f_{cd}) \cdot 10^{-3} = 5,664 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 \cdot 25,185 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^{-3} = 1426 \text{ kN}$$

Seuraavaksi kokeillaan tilannetta, jossa neutraaliakseli on betoniterästen välissä eli $A_{sn} = 0 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned}
 h_n &= \frac{A_c \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 4 \cdot e \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} \\
 &= \frac{5,664 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 \cdot 25,185 \text{ N/mm}^2 - 0 \text{ mm}^2 \cdot (2 \cdot 454,545 \text{ N/mm}^2 - 25,185 \text{ N/mm}^2)}{2 \cdot 238 \text{ mm} \cdot 25,185 \text{ N/mm}^2 + 4 \cdot 6 \text{ mm} \cdot \left(2 \cdot 322,727 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} - 25,185 \text{ N/mm}^2\right)} \\
 &= 53,079 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Näin ollen neutraaliakseli on pääterästen välissä.

Nyt voimme selvittää taivutuskestävyyden laskenta-arvon. Ennen sitä kuitenkin laskemme vielä materiaalien taivutusvastukset sekä taivutusvastukset neutraaliakselilla.

$$W_{ps} = A_s \cdot 0,5 \cdot d_s = 0,804 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 152 \text{ mm} = 12,221 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - W_{ps} = \frac{238 \text{ mm} \cdot (238 \text{ mm})^2}{4} - 12,221 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 3,248 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{psn} = 0$$

$$W_{pcn} = (b - 2 \cdot e) \cdot h_n^2 - W_{psn} = (250 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm}) \cdot (53,079 \text{ mm})^2 - 0$$

$$= 6,705 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{pan} = (b \cdot h_n^2) - W_{pcn} - W_{psn}$$

$$= (250 \text{ mm} \cdot (53,079 \text{ mm})^2) - 6,705 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 - 0$$

$$= 3,385 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$M_{plRd} = 10^{-6} \cdot [f_{yd} \cdot (W_{pa} - W_{pan}) + 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd} \cdot (W_{ps} - W_{psn})]$$

$$= 10^{-6}$$

$$\cdot [322,727 \text{ N/mm}^2 \cdot (524500 \text{ mm}^3 - 3,385 \cdot 10^4 \text{ mm}^3) + 0,5$$

$$\cdot 25,185 \text{ N/mm}^2 \cdot (3,248 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 - 6,705 \cdot 10^5 \text{ mm}^3)$$

$$+ 454,545 \text{ N/mm}^2 \cdot (12,221 \cdot 10^4 \text{ mm}^3 - 0)] = 246 \text{ kNm}$$

Näillä arvoilla voidaankin jo laskea tarvittavat korjauskertoimet maksimi momentitikestävyyden laskemiseksi.

$$\chi_{pm} = \frac{N_{pmRd}}{N_{plRd}} = \frac{1426 \text{ kN}}{3651 \text{ kN}} = 0,391$$

$$\chi_d = \frac{N_{Ed}}{N_{plRd}} = \frac{978 \text{ kN}}{3651 \text{ kN}} = 0,268$$

$$\mu_d = 1 - \frac{(\chi_d - \chi_{pm})}{(1 - \chi_{pm})} = 1 - \frac{(0,268 - 0,391)}{(1 - 0,391)} = 1,20 \rightarrow 1$$

$$M_{maxRd} = 0,9 \cdot \mu_d \cdot M_{plRd} = 0,9 \cdot 1 \cdot 246 \text{ kNm} = 221 \text{ kNm} > 122 \text{ kNm} \rightarrow OK!$$

Tämän lisäksi tarkastetaan samat kuormitustilanteet, mutta palotilanteessa. Palotilanteessa materiaalien lujuudet pienentyvät kuumuuden ansiosta. Jotta pystytään mitoittamaan pilari R60 kantavuus luokkaan, täytyy meidän selvittää materiaalien lujuudet 60 minuutin palon jälkeen.

Betonin lämpötila 60min jälkeen: 475 °C, tällä lämpötilalla saadaan materiaaliominaisuuksia pienentävistä kertoimista seuraavat arvot:

$$k_{c,\theta} = 0,63 \text{ ja } \varepsilon_{cu,\theta} = 14,0 \cdot 10^{-3}$$

Näillä arvoilla saadaan betonin mitoitusarvot palomitoitusta varten.

$$f_{c\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} = 0,63 \cdot 40 \text{ N/mm}^2 = 25,2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{csec\theta} = k_{c,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\varepsilon_{cu,\theta}} = 0,63 \cdot \frac{40 \text{ N/mm}^2}{14,0 \cdot 10^{-3}} = 1800 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen lämpötila 60min palon jälkeen: 911 °C

$$f_{y\theta} = k_{u,\theta} \cdot f_y = 0,059 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 = 20,9 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{a\theta} = k_{Ea,\theta} \cdot E_a = 0,065 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 = 13650 \text{ N/mm}^2$$

Betoniteräksen lämpötila 60 min palon jälkeen: 579 °C

$$f_{s\theta} = k_{s,\theta} \cdot f_{sk} = 0,45 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 = 225 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{s\theta} = k_{Es,\theta} \cdot E_s = 0,27 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 = 56700 \text{ N/mm}^2$$

Tämän jälkeen kaavat ovat samoja kuin normaalitilanteessa, niissä käytetään kuitenkin palotilanteen lujuusarvoja sekä palotilanteen kuormitusta eli

$$N_{ed,fi} = 664 \text{ kN}$$

$$N_{plRd\theta} = (A_a \cdot f_{y\theta} + A_c \cdot f_{c\theta} + A_s \cdot f_{s\theta}) \cdot 10^{-3} = 1728 \text{ kN}$$

$$N_{cr\theta} = \frac{\pi^2}{I_{\theta}^2} \cdot (0,9 \cdot E_{a\theta} \cdot I_a + 0,8 \cdot E_{csec\theta} \cdot I_c + 0,9 \cdot E_{s\theta} \cdot I_s) \cdot 10^{-3} = 1446 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{plRd\theta}}{N_{cr\theta}}} = 1,093$$

$$\alpha = 0,49$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 1,316$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \lambda^2)}} = 0,488$$

$$N_{fiRd} = \chi \cdot N_{plRd\theta} = 0,488 \cdot 1601 \text{ kN} = 781 \text{ kN} > 664 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Viimeiseksi tarkastellaan tilanne jossa pilaria kuormittaa keskeinen puristus ja taivutus palotilanteessa. Tässä laskelmassa kuormitukset on mitoitettu palotilanteen mukaan, mutta materiaalien lujuusarvot on laskettu 20 asteen lämpötilan mukaan, jolloin:

$$k_{c,\theta} = 1 \text{ ja } \varepsilon_{cu,\theta} = 0,0025$$

Näillä arvoilla saadaan betonin mitoitusarvot palomitoitusta varten.

$$f_{c\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{ck} = 1 \cdot 40 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{csec\theta} = k_{c,\theta} \cdot \frac{f_{ck}}{\varepsilon_{cu,\theta}} = 1 \cdot \frac{40 \text{ N/mm}^2}{0,0025} = 16000 \text{ N/mm}^2$$

Teräksen materiaalivahvuudet:

$$f_{y\theta} = f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{a\theta} = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Betoniteräksen materiaalivahvuudet

$$f_{s\theta} = f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{s\theta} = 210000$$

$$M_{edfi} = N_{d,vp,fi} \cdot d = 338 \text{ kN} \cdot 225 \text{ mm} \cdot 10^{-3} = 77 \text{ kNm}$$

Tarkistetaan toisen kertaluvun vaikutus kun $N_{ed,fi}/N_{cr,eff\theta} > 0,1$.

$$EI_{eff,II\theta} = 0,9 \cdot (E_{a\theta} \cdot I_a + 0,5 \cdot E_{csec\theta} \cdot I_c + E_{s\theta} \cdot I_s) = 1,352 \cdot 10^{13}$$

$$N_{cr,eff\theta} = \frac{\pi^2}{I_{\theta}^2} \cdot EI_{eff} \cdot 10^{-3} = 8909 \text{ kN}$$

Ei tarkisteta toisen kertaluvun vaikutuksia. Mitoittava momentti on M_{edfi} .

$$N_{pmRd\theta} = (A_c \cdot f_{c\theta}) \cdot 10^{-3} = 2265 \text{ kN}$$

Kokeillaan taas onko neutraaliakseli raudoitusten välissä.

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{c\theta} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{s\theta} - f_{c\theta})}{2 \cdot b_c \cdot f_{c\theta} + 4 \cdot e \cdot (2 \cdot f_{y\theta} - f_{c\theta})} = 64 \text{ mm}$$

Neutraaliakseli on raudoitusten välissä.

$$W_{ps} = A_s \cdot 0,5 \cdot d_s = 0,804 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 152 \text{ mm} = 12,221 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} W_{pc} &= \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - W_{ps} = \frac{238 \text{ mm} \cdot (238 \text{ mm})^2}{4} - 12,221 \cdot 10^4 \text{ mm}^3 \\ &= 3,248 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$W_{psn} = 0$$

$$\begin{aligned} W_{pcn} &= (b - 2 \cdot e) \cdot h_n^2 - W_{psn} = (250 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm}) \cdot (64 \text{ mm})^2 - 0 \\ &= 9,748 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{pan} &= (b \cdot h_n^2) - W_{pcn} - W_{psn} = (250 \text{ mm} \cdot (64 \text{ mm})^2) - 9,748 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 - 0 \\ &= 4,920 \cdot 10^4 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{plRd\theta} &= 10^{-6} \cdot [f_{y\theta} \cdot (W_{pa} - W_{pan}) + 0,5 \cdot f_{c\theta} \cdot (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{s\theta} \cdot (W_{ps} - W_{psn})] \\ &= 10^{-6} \\ &\quad \cdot [355 \text{ N/mm}^2 \cdot (524500 \text{ mm}^3 - 4,920 \cdot 10^4 \text{ mm}^3) + 0,5 \cdot 40 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad \cdot (3,248 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 - 9,748 \cdot 10^5 \text{ mm}^3) + 500 \text{ N/mm}^2 \\ &\quad \cdot (12,221 \cdot 10^4 \text{ mm}^3 - 0)] = 107 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$N_{plRd\theta} = (A_a \cdot f_{y\theta} + A_c \cdot f_{c\theta} + A_s \cdot f_{s\theta}) \cdot 10^{-3} = 4713 \text{ kN}$$

$$\chi_{pm} = \frac{N_{pmRd\theta}}{N_{plRd\theta}} = \frac{2265 \text{ kN}}{4713 \text{ kN}} = 0,481$$

$$\chi_d = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{plRd\theta}} = \frac{664 \text{ kN}}{4713 \text{ kN}} = 0,141$$

Kun χ_d on pienempi kuin χ_{pm} niin μ_d on 1.

$$M_{maxRd\theta} = 0,9 \cdot \mu_d \cdot M_{plRd\theta} = 0,9 \cdot 1 \cdot 107 \text{ kNm} = 96 \text{ kNm} > 77 \text{ kNm} \rightarrow OK!$$

Liittopilarin pohjalevyn ja peruspulttien mitoitus

Liitoksen suunnittelu aloitettiin mallintamalla liitto- ja peruspilarin koko Peikko Designer ohjelmaan. Kun ohjelmaan syötettiin liitokseen kohdistuvat kuormitukset, pystyttiin määrittelemään pohjalevyn ja peruspulttien sijainti ja koko. Ohjelma analysoi myös peruspilarin kestävyys.

Kun pohjalevyn pinta-ala on selvillä, määriteltiin pohjalevyn riittävä paksuus käsin laskenta menetelmällä.

Pilaria kuormittavat seuraavat voimat lopullisessa tilanteessa:

$$N_d = 980 \text{ kN}$$

$$V_d = 20 \text{ kN}$$

$$M_d = 0 \text{ kN}$$

Asennustilanteessa:

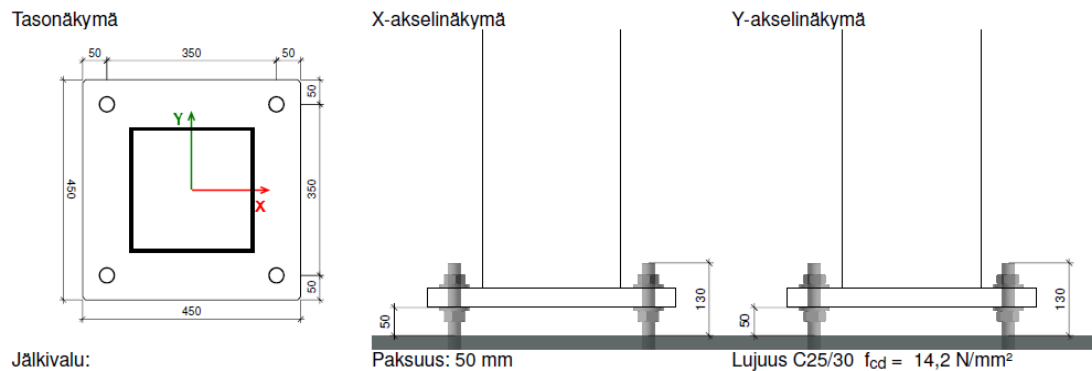
$$N_d = 300 \text{ kN}$$

$$V_d = 5 \text{ kN}$$

$$M_d = 10 \text{ kN}$$

Äskeisillä arvoilla on saatu seuraavat tulokset:

Liitoksessa käytetään 4kpl HPM24/L peruspultteja ja pohjalevyn koko on 450mm x 450mm. Peikko designerin luoma kuva pohjalevyn ja peruspilarin liitoksesta (kuva 9).



Kuva 9. Peikko Designer laskelma, taso- ja akselinäkymät.

Koko laskelma on omana liitteenään (Liite 4.).

Pohjalevyn paksuuden ja pilarin hitsien määrittelyssä on käytetty Ruukin Rakenneputket käsikirjaa 2012 (Ongelin, P & Valkonen, I. 2012. 406 ja 410-411).

Kokeillaan pohjalevyn paksuutta $t_p = 35 \text{ mm}$. Pohjalevy on materiaaliltaan samaa kuin liittopilarin teräs eli S355. Betonin mitoituslujuus:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 14,16 \dots \text{ N/mm}^2$$

Lasketaan kantavan pinnan ulottuma:

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yp}/\gamma_{M0}}{3 \cdot f_{cd}}} = 35 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{355 \text{ N/mm}^2/1,0}{3 \cdot 14,16 \text{ N/mm}^2}} = 101 \text{ mm}$$

$$b - 2t = 250 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm} = 238 \text{ mm} > 2c = 2 \cdot 101 \text{ mm} = 202$$

Pohjalevy ei ole täysin tehollinen putken sisään jäävältä alueelta, mutta koska kyseessä on liittopilari, voidaan sen olettaa kuormittavan pohjalevyä myös pilarin sisältä tasaisesti.

Tarkastetaan onko pohjalevy tehollinen putken ulkopuolelta. Pohjalevyn leveys on kaikkiin suuntiin 450 mm.

$$b_p = 450 \text{ mm} \leq b + 2c = 250 \text{ mm} + 2 \cdot 101 \text{ mm} = 452 \text{ mm} \rightarrow l_{eff} = 450 \text{ mm}$$

Näin ollen voidaan todeta koko pohjalevyn olevan tehollinen. Seuraavaksi tarkastellaan pohjalevyn kestävyys puristuksen ja betonin mitoituslujuuden perusteella.

$$M_{p.Ed} = \frac{l_{eff} \cdot c^2 \cdot f_{cd}}{2} = \frac{450 \text{ mm} \cdot (101 \text{ mm})^2 \cdot 14,16 \text{ N/mm}^2}{2} = 32,5 \text{ kNm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{p.Ed}}{l_{eff} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 32,5 \text{ kNm} \cdot 10^6}{450 \text{ mm} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / 1,0}} = 34,94 \text{ mm} < 35 \text{ mm} \rightarrow OK!$$

Tämän lisäksi määritellään vielä riittävä hitsaus pilarin laippoihin. Tarkastetaan tuleeko laipan hitseille vetoa:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M_{ed}}{I_y} \cdot \frac{h - t}{2} - \frac{N_{ed}}{A} = \frac{10 \cdot 10^6 \text{ kNm}}{5672 \cdot 10^4 \text{ mm}^4} \cdot \frac{250 \text{ mm} - 6 \text{ mm}}{2} - \frac{980 \cdot 10^3 \text{ kN}}{5763 \text{ mm}^2} \\ &= -148 \text{ kN} \rightarrow Ei vetoa \end{aligned}$$

Hitsit mitoitetaan tässä tapauksessa leikkaukselle.

$$\text{Hitsin murtolujuus: } f_{uw} = 490 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Hitsin lujuuskerroin: } \beta_w = 0,9$$

Kokeillaan hitsille a-mittaa 6mm. Tämä on myöskin rakenneputken ainevahvuus.

$$\tau_{||} = \frac{V_{ed}}{2ah} = \frac{20 \cdot 10^3 \text{ kN}}{2 \cdot 6 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}} = 6,67 \text{ N/mm}^2$$

Kun hitsiin kohdistuu pelkkää leikkausta, mitoitusehto on seuraava:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)} \leq \frac{f_{uw}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{0^2 + 3(0^2 + (6,67 \text{ N/mm}^2)^2)} = 11,55 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{490 \text{ N/mm}^2}{0,9 \cdot 1,25} = 435,6 \text{ N/mm}^2$$

hitsin jäähtymisnopeuden kannalta tarvitaan kuitenkin vähintään a-mitta:

$$a \geq \sqrt{t} - 0,5 \text{ mm} = \sqrt{35 \text{ mm}} - 0,5 \text{ mm} = 5,42 \text{ mm} \rightarrow 6 \text{ mm} \rightarrow OK!$$

Ontelolaataston raudoitus

Tässä laskelmassa on käyty läpi yläpohjan ontelolaatan rengas- ja saumaterästen laskenta, siinä tilanteessa kun tuuli puhaltaa rakennuksen pitempää sivua kohti. Laskelmat on tehty elementtisuunnittelu.fi sivuston asuinkerrostalon esimerkkilaskelmien mukaan (Betoniteollisuus ry. 2010b).

Ontelolaataston täytyy siirtää vaakavoimat päädyn jäykistäville elementeille sekä hissikuilulle. Ontelolaatta kuvitellaan tässä tilanteessa pitkäksi palkiksi, jonka pituus on $L = 17 \text{ m}$ ja korkeus on $h = 15,5 \text{ m}$.

Tasoa rasittava kuormitus $H_d = 9 \text{ kN/m}$ ja siitä aiheutuva momentti $M_d = 651 \text{ kNm}$

rengasteräket lasketaan kaavalla:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{sd}}$$

$$z = 0,6 \cdot h = 0,6 \cdot 15,5 \text{ m} = 9,3 \text{ m}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = \frac{651 \text{ kNm} \cdot 10^6}{9300 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 161 \text{ mm}^2 \rightarrow 2 \text{ kpl T12}$$

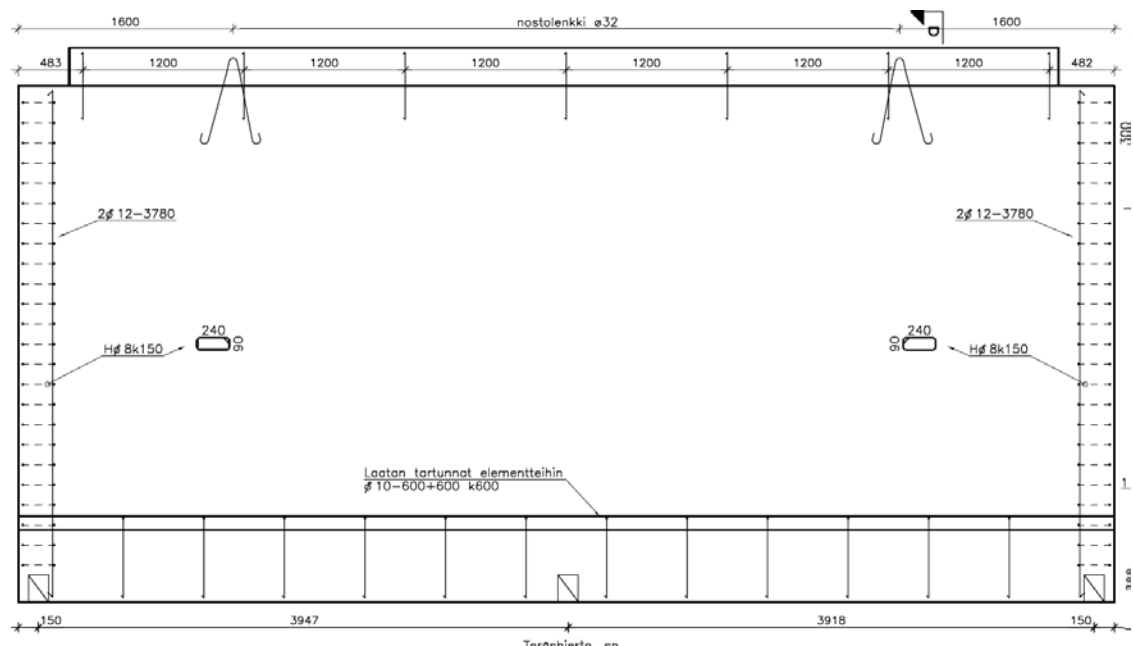
Yläpohjan laatasto varustetaan 2kpl 12mm rengasteräksillä. Lisäksi saumat varustetaan reuna- ja keskituella saumateräksillä, joiden tulee kestää vähintään leikkauskuorma 20kN/m.

$$A_s = \frac{V_d \cdot L \cdot 10^3}{f_{sd}} = \frac{20 \text{ kN/m} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 10^3}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 56 \text{ mm}^2 \rightarrow 1 \text{ kpl T12k200}$$

Ontelolaatat varustetaan keskituella 1kpl 12mm harjateräksellä sekä reunatuella sama terästys, mutta lenkin muodossa, jonka läpi pujotetaan rengasterästys.

Jäykistävä betonielementti

Tässä laskelmassa on mitoitettu betonielementti kestäämään sille tulevat vaakakuormitukset, jotka siirtyvät sille ontelolaattatasolta. Elementin naamakuva on esitelty omassa kuvassaan (kuva 10).



Kuva 10. Jäykistävä betonielementti.

Elementin yläreunaan tuleva vaakakuorma $H_d = 51 \text{ kN}$. Elementti kuvitellaan jäykistävien voimiensa puolesta kuin ulokepalkiksi, jolloin riittävällä leikkausterästyksellä ja rengasteräksillä voidaan siirtää vaakavoiman aiheuttama tukireaktiot perustuksille.

Vaakavoiman aiheuttama momentti: $M_d = H_d \cdot h = 51 \text{ kN} \cdot 4,135 \text{ m} = 211 \text{ kNm}$

$$d = 8165 - 30 - 8 - 6 = 8121 \text{ mm} \approx 8100 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 14,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Näin saadaan samoja kaavoja käyttämällä kuin aiemmin tarvittava rengasterästys jäykistykseen kannalta:

$$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} = \frac{51 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{150 \text{ mm} \cdot (8100 \text{ mm})^2 \cdot 14,16 \text{ N/mm}^2} = 3,660 \cdot 10^{-4} < \mu_b = 0,358$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 3,660 \cdot 10^{-4}} = 3,660 \cdot 10^{-4} < \beta_b = 0,467$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 8100 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{3,660 \cdot 10^{-4}}{2}\right) = 8098 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_d}{Z f_{sd}} = \frac{51 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{8098 \text{ mm} \cdot 435 \text{ N/mm}^2} = 14 \text{ mm}^2$$

Tarvittava teräsmäärä on olemattoman pieni. Elementtiin sijoitetaan 2 kpl 12 mm (226 mm²).

Tämän lisäksi tarkastetaan elementin leikkauskestävyys:

$$s \leq 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 8100 \cdot (1 + 0) = 6075 \text{ mm}$$

Hakaväliksi valitaan 200 mm, koska elementin raudoituksena tulee luultavasti toimimaan k200 jaolla oleva teräsverkko.

$$\rho_{w_1 \min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25 \text{ N/mm}^2}}{500 \text{ N/mm}^2} = 8 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{sw \min} = \rho_{w_1 \min} \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 8 \cdot 10^{-4} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 1 = 24 \text{ mm}^2$$

Minimiterästys on erittäin pieni. Valitaan 8 mm #200 jaolla olevat verkot molempiin pintoihin, jolloin teräsmäärä on 101 mm². Sitten tarkastetaan kapasiteetti:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{sd} \cdot \frac{Z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$\text{jossa } Z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 8100 \text{ mm} = 7290 \text{ mm}$$

$$V_{Rd,s} = 101 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{7290}{200} \cdot (2,5 + 0) \cdot 1 = 4003 \text{ kN}$$

Tässä tapauksessa $H_d = V_d = 51 \text{ kN}$ joten kapasiteettia on erittäin paljon. Lisäksi mitoitetaan tartunnat leikkaukselle ja vaakakuormien aiheuttamalle nostovoimalle.

Elementin tartunnat toteutetaan 16 ja 12mm harjaterästartunnoilla. Lasketaan niiden leikkauskapasiteetti:

$$V_{Rd} = 1,2 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}} = 1,2 \cdot 12^2 \cdot \sqrt{14,16 \text{ N/mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2} = 13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 1,2 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}} = 1,2 \cdot 16^2 \cdot \sqrt{14,16 \text{ N/mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2} = 24 \text{ kN}$$

Näin saadaan riittävä leikkauskapasiteetti vähintään neljällä 12 mm harjateräs tapilla tai kolmella 16 mm harjaterästäpilla. Elementti kiinnitetään siis alareunaan vähintään yhdellä 16 mm tapilla yhtä paaluanturaa kohden. Yläreunaan varataan tartunnat 12 mm k1200 jaolla, jolloin tartuntoja on vähintään yli 4 kpl.

Selvitetään elementtiä nostava voima kaavalla:

$$F_{nosto} = M_d/l = 211 \text{ kNm}/8,165 \text{ m} = 26 \text{ kN}$$

Elementti täytyy ankkuroida molemmista päistään tälle voimalle.

16mm harjateräksen vetokapasiteetti:

$$F_{Rd,veto\ 16mm} = A_s \cdot f_{sd} = 201 \text{ mm}^2 \cdot 435 \text{ N/mm}^2 = 87 \text{ kN}$$

Tarkistetaan vielä ankkurointikapasiteetti:

$$F_{Rd,ank.} = k_s \cdot f_{ctd} \cdot u_s \cdot l_b$$

jossa k_s on tartuntakerroin 1,7

$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{2,6 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 1,4733 \dots \text{ N/mm}^2$$

u_s on teräksen piiri, 16mm harjateräksellä se on 50 mm

l_b on tartuntapituus, tässä tapauksessa se on 150 mm

$$F_{Rd,ank.} = 1,7 \cdot 1,4733 \text{ N/mm}^2 \cdot 50 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} = 18,7 \text{ kN}$$

ankkurointi kapasiteetti ei ole riittävä. Elementin päällä on kuitenkin riittävästi stabiilivaa pysyvää kuormaa, joten teräksen ankkurointi kapasiteettia ei tarvita. Se on kuitenkin huomioitu, jolloin tiedetään tuloksen olevan reilusti varmalla puolella.

NR-ristikkorakenteen jäykistys

Tässä laskelmassa on käsitelty rakennuksen naulalevyristikoiden yläpaarten jäykistys. Alapaarre on kiinnitetty jäykkään ontelolaattatasoon, joka on katsottu riittäväksi jäykistykseksi. Tämä laskelma on tehty täysin RIL 248-2013, NR-kattorakenteen jäykistykseen suunnittelu ja toteuttaminen julkaisun mukaan (RIL 248-2013). Liitteessä ei ole esitelty jokaista kaavaa tai sen välivaihetta. Laskelmien pituuden vuoksi on esitelty tulosten kannalta oleelliset laskelmat, kuten liitosten naulamäärät sekä kattoa kuormittavat voimat. Kattorakenne on nähtävissä seuraavassa kuvassa (kuva 11).

Kattorakenteen yläpaarretta kuormittava pystysuuntainen kuormitus $g_{yp,k} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ sekä tämän lisäksi lumikuorma $q_{l,k} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

TURUN AMK:N OPINNÄYTETYÖ | Benjamin Ward

$$\begin{aligned}
 q_{t,k} &= \frac{q_k(h)}{B} \left(c_f \cdot A_{yp} + c_{fr} \cdot A_{fr} \left(1 - \frac{A_{yp}}{A_{ref}} \right) \right) \\
 &= \frac{0,7 \text{ kN/m}^2}{22,3 \text{ m}} \left(1,28 \cdot 18,96 \text{ m}^2 + 0,04 \cdot 460 \text{ m}^2 \left(1 - \frac{18,96 \text{ m}^2}{190 \text{ m}^2} \right) \right) \\
 &= 1,28 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$q_{w,k} = \frac{q_{t,k}}{2} = \frac{1,28 \text{ kN/m}}{2} = 0,64 \text{ kN/m}$$

Tämän lisäksi kattorakenteen jäykistysjärjestelmää kuormittaa sivusuuntaisesta tuennasta johtuva kuormitus:

$$q_d = k_l \frac{nN_d}{50l} = 1 \cdot \frac{10 \cdot 16,6 \text{ kN}}{50 \cdot 10,82 \text{ m}} = 0,31 \text{ kN/m}$$

Lisäksi pystysuuntaiset kuormat aiheuttavat lisävaakavoimaa:

$$\begin{aligned}
 g_{H,k} &= (B/L)(g_{yp,k}L)/150 = (20 \text{ m}/22,3 \text{ m})(0,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 22,3 \text{ m})/150 \\
 &= 0,106 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{lH,k} &= (B/L)(q_{lH,k}L)/150 = (20 \text{ m}/22,3 \text{ m})(2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 22,3 \text{ m})/150 \\
 &= 0,26 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tarkastetaan ruoteiden liitokset paarteisiin. Liitoksessa vaikuttava voima:

$$F_{Pd} = k_n \cdot N_d/50 = 0,9 \cdot 16,6 \text{ kN}/50 = 0,3 \text{ kN}$$

Korokeriman kiinnitys nauloilla 2,8x75, joiden kapasiteetti $R_d = 0,44 \text{ kN}$, nau-laustiheys kun ruodejako on 400mm:

$$s = a \cdot R_d/F_{Pd} = 0,4 \text{ m} \cdot 0,44 \text{ kN}/0,3 \text{ kN} = 0,57 \text{ m} = k500$$

ruoteiden kiinnitys nauloilla 3,1x90, kapasiteetti on $R_d = 0,52 \text{ kN}$, jolloin kapasiteetti yhdellä on riittävä, mutta käytetään vähintään kahta.

Ristikoiden kohdalla, jotka on tuettu pukeilla (kuva 12 ja 13), ruoteet kiinnitetään voimalle:

$$\begin{aligned}
 F_{nPd} + q_{H,d}a &= a(q_d + q_{H,d}) \geq F_{p,d} + q_{H,d}a = 0,4 \text{ m}(0,31 \text{ kN/m} + 0,26 \text{ kN/m}) \\
 &\geq 0,3 \text{ kN} + 0,26 \text{ kN/m} \cdot 0,4 \text{ m} = 0,228 \text{ kN} \geq 0,404 \text{ kN} \\
 &\rightarrow \text{Sama ruode kiinnitys kuin aiemmin}
 \end{aligned}$$

Ruoteiden koko on 50x75, niiden kestävyys todettiin ja mitoittavaksi tilanteeksi muodostui yhdistetty puristus ja taivutus 75% käyttöasteella.

Lasketaan jäykistyspukkien kuormitus:

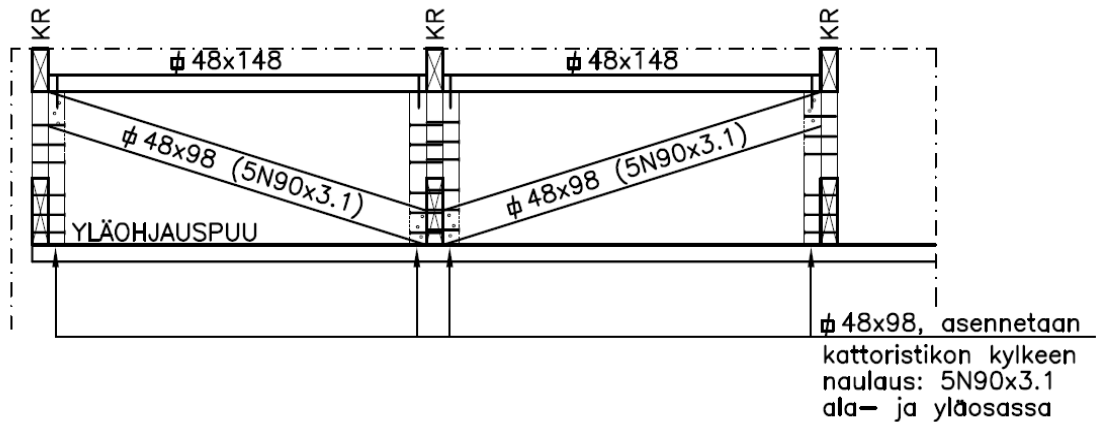
$$\begin{aligned}
 q_{d,kok} &= q_d + q_{w,k} \cdot 1,5 + 0,5(1,15 \cdot g_{H,k} + 1,5 \cdot q_{lH,k}) \\
 &= 0,31 \text{ kN/m} + 0,64 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \\
 &\quad + 0,5(1,15 \cdot 0,106 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 0,26 \text{ kN/m}) = 1,53 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Suurin pienelle pukille tuleva vaakasuuntainen pistekuorma:

$$F_{p,pieni} = B \cdot q_{d,kok} = 3,7 \text{ m} \cdot 1,53 \text{ kN/m} = 5,7 \text{ kN}$$

Det. a Jäykistyspukit

Periaatepiirros 1:20



Kuva 12. Pienempi jäykistyspukki.

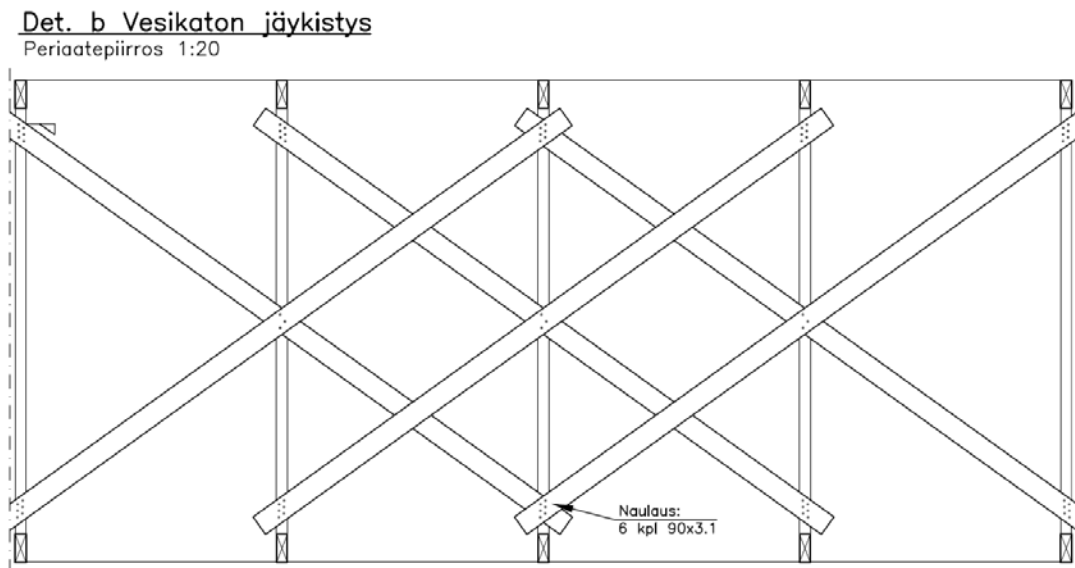
Vaakavoima jakautuu pukin kahdelle osalle tasapuolisesti. Näin ollen vinosauvat ovat kuormitetuimpia. Toiseen kohdistuu puristusta ja toiseen vetoa, ne ovat 17° kulmassa.

$$F = \frac{(5,7 \text{ kN}/2)}{\cos 17} = 3 \text{ kN}$$

Liitokset mitoitetaan 3kN leikkausvoimalle. Liitoksessa käytetään 3,1x90 pyöreätä naulaa, jonka leikkauskestävyys hetkellisessä aikaluokassa $R_d = 0,71kN$.

$$\frac{3kN}{0,71kN} = 4,3 \text{ naulaa} \approx 5 \text{ naulaa}$$

Sijoitetaan jokaiseen liitokseen 5 naulaa.



Kuva 13. Suurempi jäykistepukki.

Suurin isolle pukille tuleva vaakasuuntainen pistekuorma

$$F_{p,iso} = B \cdot q_{d,kok} = 6,6 \text{ m} \cdot 1,53 \text{ kN/m} = 10,1kN$$

Vaakavoima jakautuu pukin kolmelle vinolaudalle tasapuolisesti. Näin ollen vinosauvat ovat kuormitetuimpia. Kaikkiin kolmeen kohdistuu vetoa, ne ovat 36° kulmassa.

$$F = \frac{(10,1kN/3)}{\cos 36} = 4,16kN$$

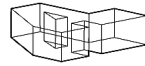
Liitokset mitoitetaan 4,16kN leikkausvoimalle. Liitoksessa käytetään 3,1x90 pyöreätä naulaa, jonka leikkauskestävyys hetkellisessä aikaluokassa $R_d = 0,71kN$.

$$\frac{4,16kN}{0,71kN} = 5,85 \text{ naulaa} \approx 6 \text{ naulaa}$$

Jokaisessa liitoksessa 6 naulaa.

Rakennepiirustukset

Rakennepiirustusluettelo	2/1(17)
RAK01, Rakennedetaljit ja –tyypit	2/2(17)
RAK02, Paalukartta	2/3(17)
RAK03, Alapohjan laudoitus	2/4(17)
RAK04, Paaluanturat	2/5(17)
RAK05, Alapohjan palkit	2/6(17)
RAK06, Peruspulttikaavio	2/7(17)
RAK07, Alapohjan palkit	2/8(17)
RAK08, 1.krs runko ja välipohja	2/9(17)
RAK09, 2.krs runko ja yläpohja	2/10(17)
RAK10, Konehuoneen runko ja vesikatto	2/11(17)
RAK11, Rakenneleikkaukset	2/12(17)
RAKE01, Tyyppielementit	2/13(17)
RAK12, Pintavesisuunnitelma, tukimuurit	2/14(17)
RAK13, Tukimuurit, leikkaus	2/15(17)
RAK14, Tiiliseinien aukkopalkit	2/16(17)
RAK15, Paikallavalulaattojen raudoitteet	2/17(17)



Rakennepiirustusluettelo

[illegible]

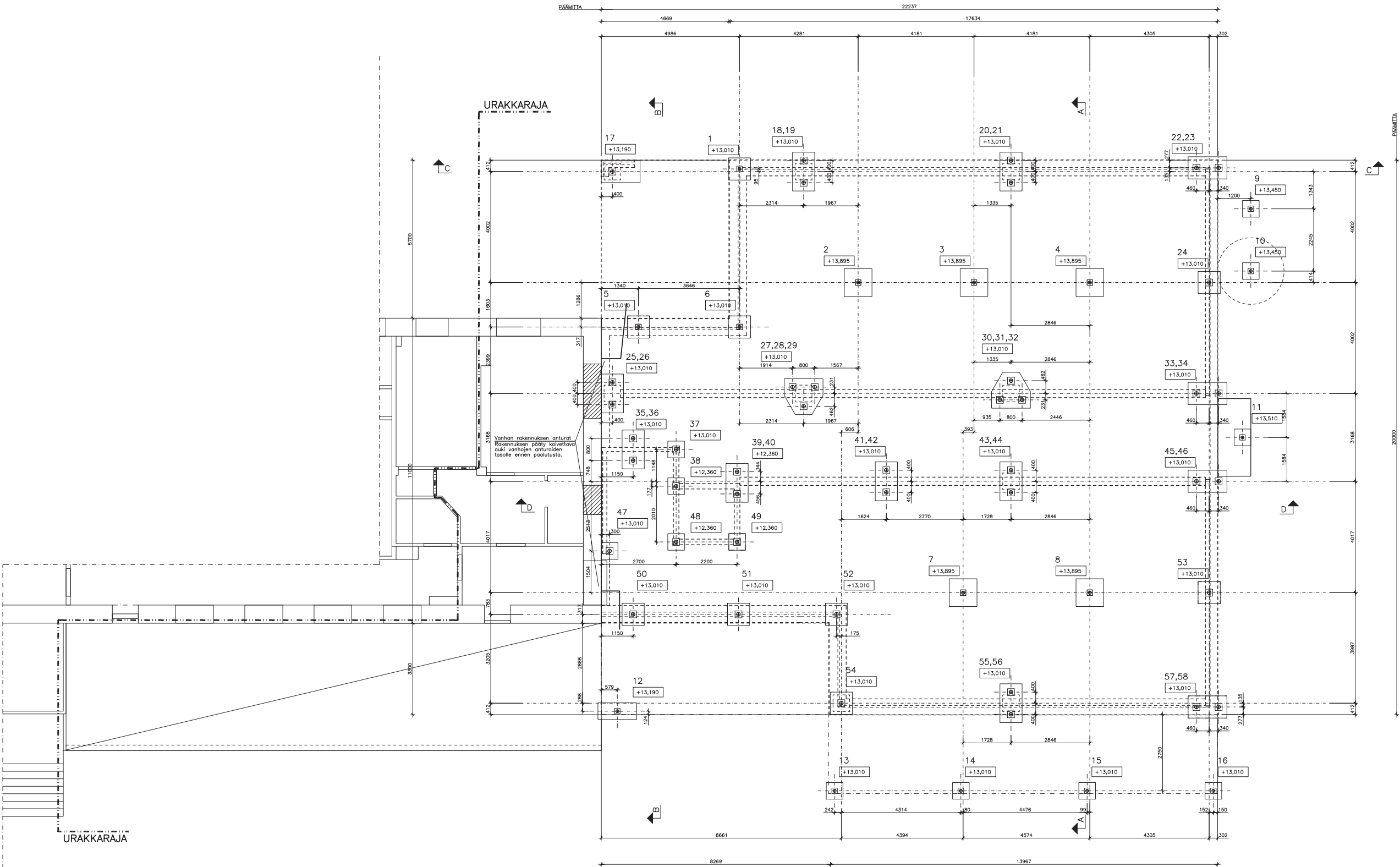
- Laajennusosa perustetaan teräsyöntipaaluilla kantavan pohjakerrastuman (soramoreeni/kallio) varaan.
(Geotimi Oy 20.12.2013)

- Teräspaalut:

1-16
RR115x8
pituus >1,5 m
Psall= 330kN
Paaluja 16 kpl
Suurin paalukuorma: 250 kN, paalu 5.

17-58
RR140x8
pituus >1,5 m
Psall = 410kN
Paaluja 42 kpl
Suurin paalukuorma: 350 kN, paalut 27, 28, 29.

- Paalutusluokka II
- Paalukärjet: levykärki
- Paalujatkokset: typpihyväksytty halkijatkos
- Paalujen lyönti tarkoin Pienpaalutusohje PO-2011 ja Ruukin paalutusohjeiden mukaisesti.
- Paalujen loppulyöntit Ruukin loppulyöntitaulukoiden mukaan
- Paalujen sijainnin laskettu max. poikkeama 50 mm
- Mikäli paalut jäävät ilmoitettua lyhyemmiksi, tai sijainti-poikkeamat ylittävät sallitun arvon, on näistä aiheutuvat perustusten muutokset sovittava rakennesuunnittelijan kanssa ennen paalutuskoneen poistamista. >50 mm:n sijaintipoikkeamat on ilmoitettava rakennesuunnittelijalle.
- Paalutusta on suojeltava roudalta ja työaikaisilta vaakakuormilta
- Paalujen katkaisutaso on merkitty +xxxxx paalun viereen



TARKASTUS		PÄIVÄYS	
TEKIJÄ	MAKSETTU	KORJITUS	1
KOIVUHAAN KOULU	24	1	
RAKENNUSTAPPI	Laajennus	Rakennepiirustus	
RAKENNUSTAPPI	Koivuhaan koulu	Paalukartta	MITTAKAAVA 1:50
RAKENNUSTAPPI	Paraisien kaupunki		
RAKENNUSTAPPI	Koivuhankatu 5		
RAKENNUSTAPPI	21600 PARAINEN		
INSINÖÖRITOIMISTO	ARI LINDROOS OY	AL	02
Yhteystiedot: 2, 21600 Parainen 040 742 4140	WWW	02	
PROJEKTI	ALUSTUS	RAK	
20.12.2013	Ar. Lindroos, R		

Technical drawing of a concrete foundation for a 1200mm x 1200mm column. The drawing includes a top view showing a square column with 8 reinforcement bars (4 top, 4 bottom) and a side view showing the column's height of 600mm. Dimensions include 1040mm for the column's width and 1040mm for the foundation's width. Reinforcement details include 2x 8k50 bars for the base and 4x 10 bars for the main body. A note indicates the foundation is made of concrete (C20/25) and has a minimum thickness of 100mm.

A3
PP1
1:20
valmistus 12 kpl

1400
400 600 400
100
800 600
100

505
1040
1040
115
115

530
100
530

530
100
530

2uh ϕ 8k50
-peruspulttien alapinnan
yläpuolelle
perushaati
3uh ϕ 8k200
4+4 ϕ 10
600
4 ϕ 12
1325
400 400
400 400
1325
4 ϕ 20
7uh ϕ 10k125

Elementin tai palkin tartunnat porataan paaluanturaan jälkeenpäin, erillisen suunnitelman mukaan.

A4
PP1
1:20
valmistus 2 kpl

Technical drawing showing the foundation and floor slab details for a building.

Plan View (Top):

- Overall dimensions: 1300 (width) x 1400 (depth).
- Internal dimensions: 700 (left section), 600 (right section).
- Vertical dimensions: 400 (top section), 600 (middle section), 400 (bottom section).
- Horizontal dimensions at the bottom: 469, 690, 231.
- Centerline and offset dimensions are indicated.

Section View (Bottom):

- Section line A-A is shown.
- Foundation dimensions: 1040 (width) x 115 (depth).
- Slab dimensions: 505 (width) x 1040 (depth) x 115 (thickness).
- Reinforcement details: 4+4φ10, 4φ12 yp., 4φ16 ap. paalulta paalulle.
- Labels for foundation components:
 - 2uhf 8x50 - perussuutien alapinnan yläpuolelle
 - perushaot
 - 3uhf 8x200
 - 5uhf 12x133 jokaisen paalun väliin
- Labels for floor slab components:
 - 100 (width) x 100 (depth) x 530 (length)
 - 200 (width) x 200 (depth) x 530 (length)
 - 1030 (width) x 400 (depth) x 400 (length)

**A6
PP2**
1:20
volmistus 1 kpl

Technical drawing of a cable tray assembly (A6 PP2) showing top, front, and side views with dimensions and component labels.

Top View Dimensions:

- Overall width: 1400
- Overall height: 680
- Internal width segments: 170, 1061, 170
- Internal height segments: 150, 225, 225

Front View Dimensions:

- Overall height: 1100
- Top section height: 50
- Bottom section height: 600
- Bottom section width: 1325
- Bottom section depth: 400

Side View Dimensions:

- Overall width: 990
- Overall height: 55
- Internal height segments: 1600, 1600
- Bottom section width: 225, 225
- Bottom section depth: 200
- Bottom section width: 530
- Bottom section height: 515

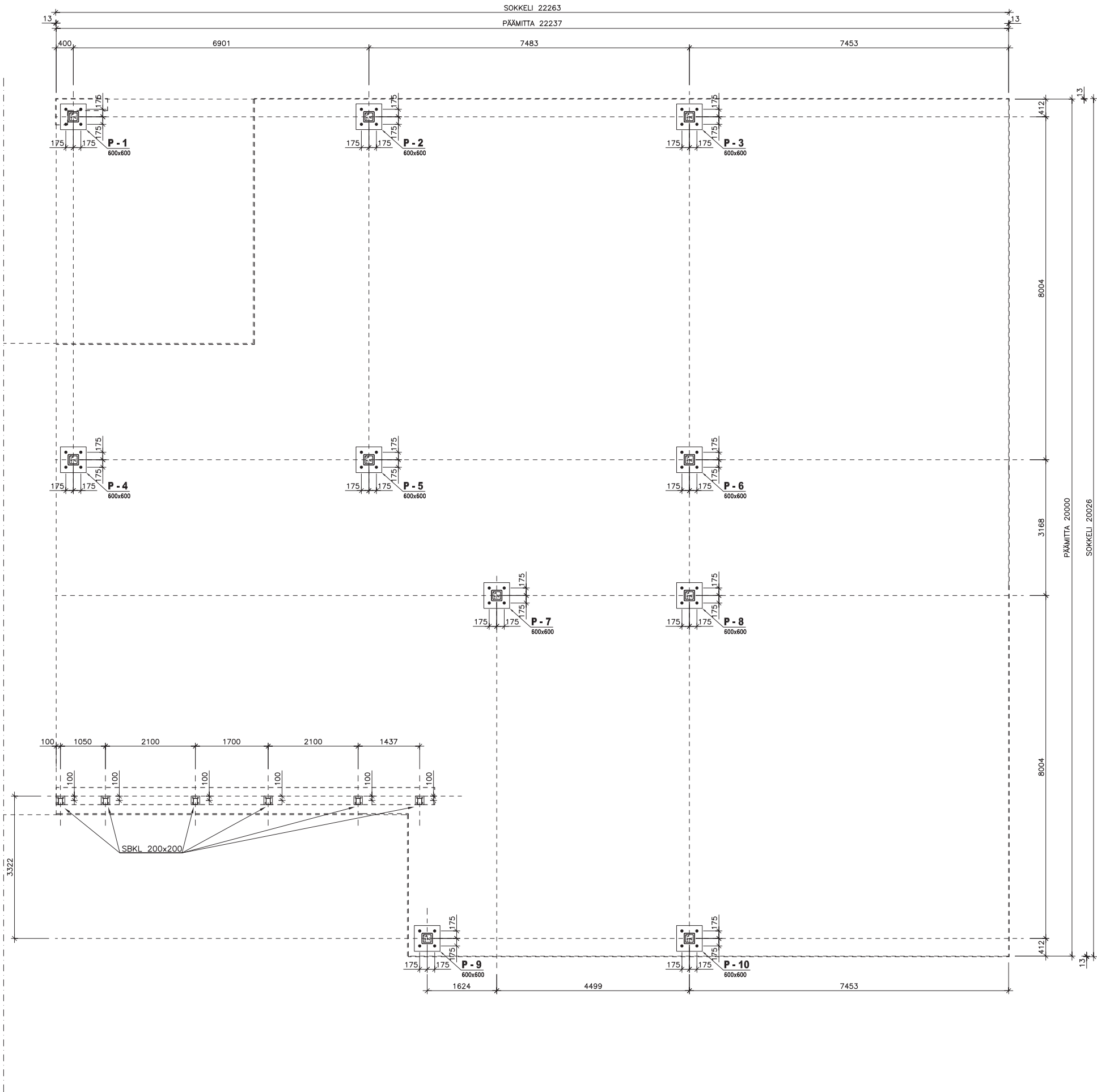
Component Labels:

- 7uh# 8k150
- 8# 10k100
- 4# 12
- 8uh# 10k160

04

Alapohjan laudoitus

1:50



Rakenneluokka 2, suunniteltu käyttöikä 50 vuotta

BETONI: K30–2 anturat, palkit, kantava laatta

K40–2 sokkelin ulkokuori, ulkopuolen peruspilarit, säännestävä betoni

TERÄS: Ø A500HW, #B500K

RAKENNETERÄS: S355J0

- Terästen jatkospituus betonirakenteissa 60Ø.
- Betonirakenteiden betonipeitteet (rasitusluokka)
 - perustukset ja rakenteiden ulkopinta 30 mm (XC2)
 - rakenteiden sisäpinta 20 mm (XC1)
 - sokkelielementin ulkopinta, ulkopuolen peruspilarit 35 mm (XC3, 4, XF1)
 - maata vasten valettaessa 50 mm
 - sallittu mittapoikkeama 10 mm

PERUSPULTIT:

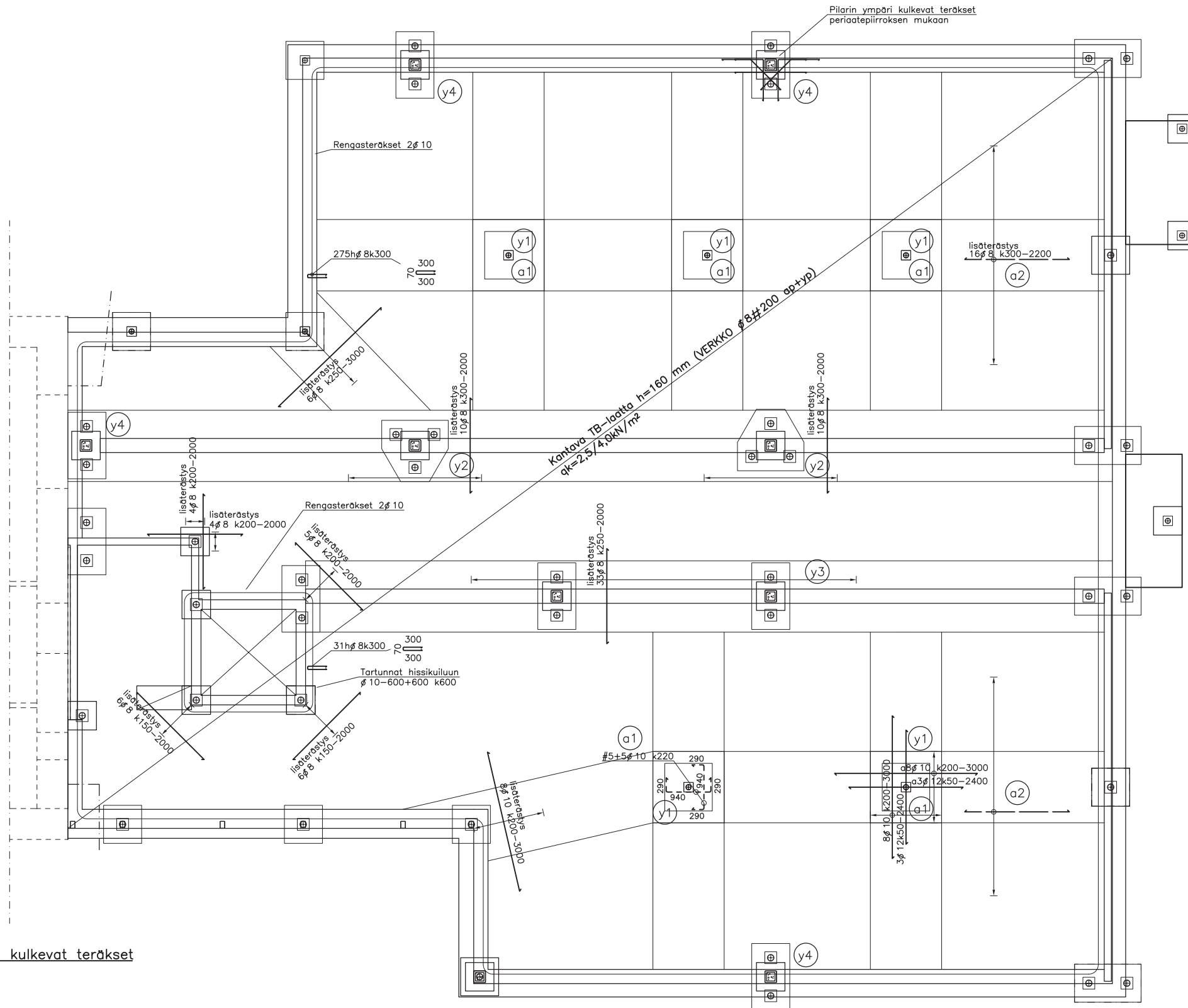
P–1..10 = HPM24/L 40 kpl (Peikko)

POHJALEVYT:

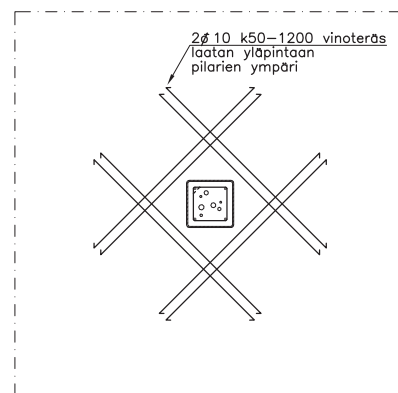
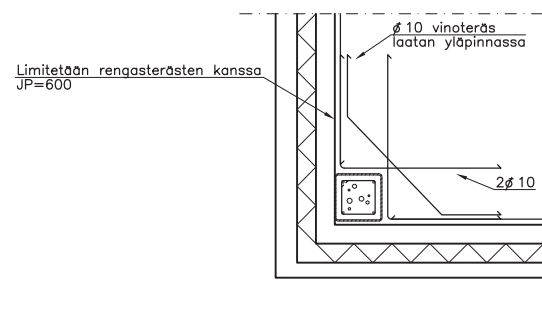
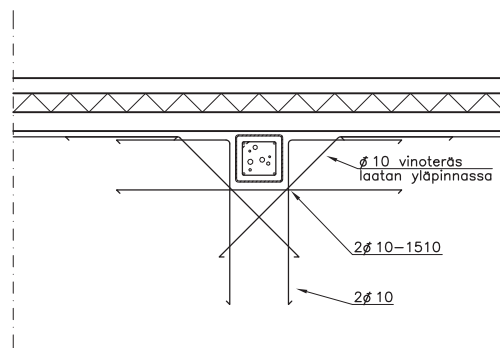
P–1..10 = 450x450x35 10 kpl

TUNNUS	LKM	MUUTOS		PÄIVÄYS	
K.O.SA/KYLA	KORTTELI/TILA		TONTTI/Rn:o		
Koivuhaka	24		1		
RAKENNUSLOMPPU			PIRUSTUS/LAJI		
Lajennus			Rakennepiirustus		
RAKENNUSLOHDE			PIRUSTUKSEN SÄÄLÖ		MITTAKAAVA
Koivuhaan koulu			Perusputtikaavio		1:50
Paraisten kaupunki					
Koivuhaankatu 5					
21600 PARAINEN					
		INSINÖÖRITOIMISTO ARI LINDROOS OY		SUUNN. AL	TYÖ N:o
Kyyhkyspolku 2, 21600 Parainen 040 742 4149				PIRIT. BW	
PÄIVÄYS		ALLEKIRJOITUS		RAK	06
20.12.2013		Ari Lindroos, RI			

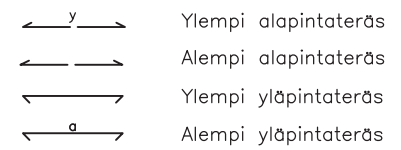
1:50




1:50



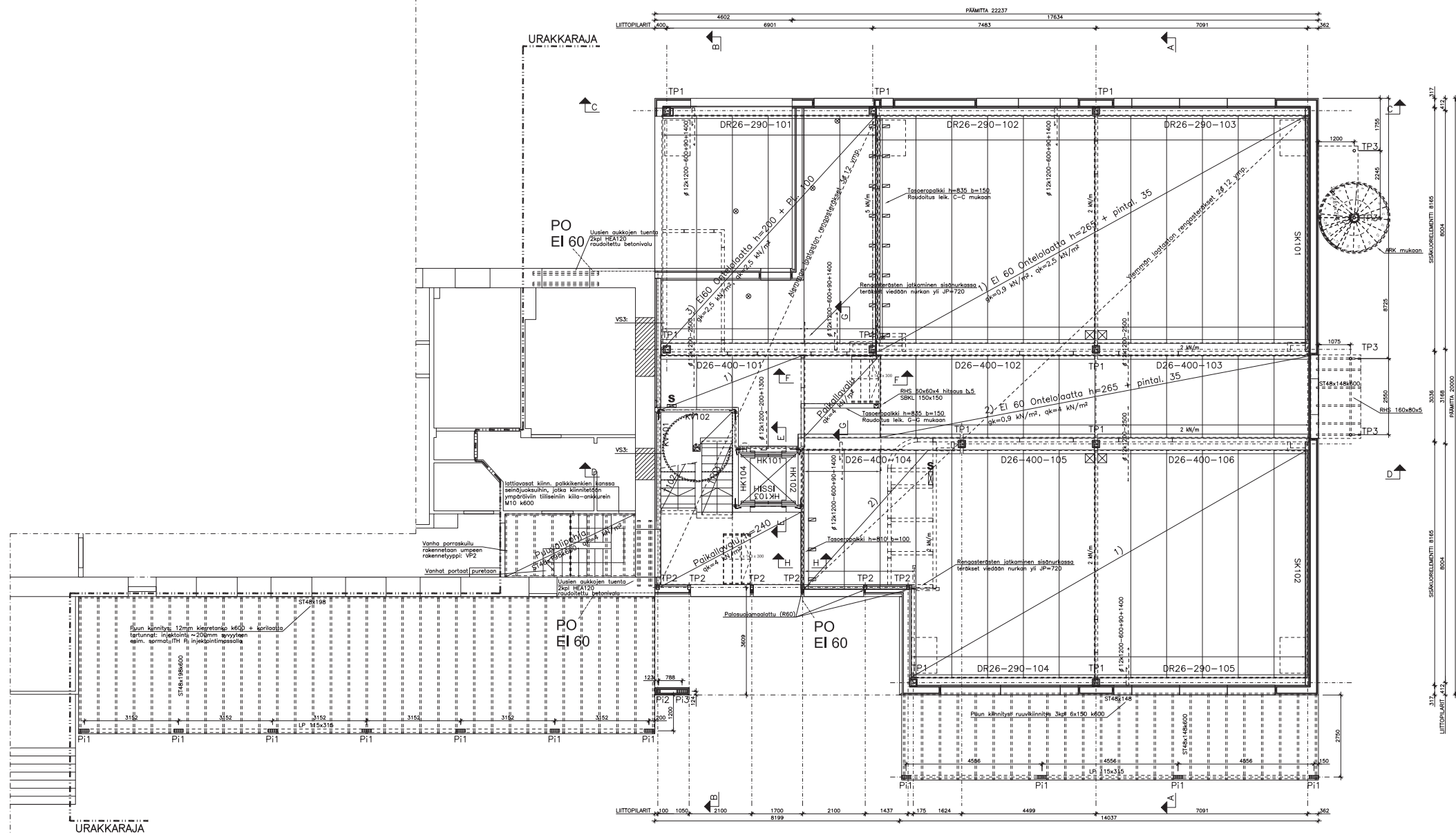
TERÄS: A500HW



- Käyttöikämitoitus 50 vuotta.
- Alimpien terästen suojabetoni on 30 mm (XC2).
- Ylimpien terästen suojabetoni on 30 mm (XC2).
- Ensimmäiseksi asennetaan kaikki laattavahvistuksen alapintateräkset.
- Yläpintaterästys on ehdottomasti tuettava siten, ettei se pääse esim. valuvaiheessa painumaan alemmaksi.
- Teräkset asennetaan keisaisesti tukilinjojen suhteen, ellei toisin ole merkitty.
- Lämpimenevät teräkset jatketaan eri paikoissa siten, että korkeintaan joka toinen teräs voidaan jatkaa samassa kohdassa, jatkospituus ja –kohtien keskinäli vähintään 60Ø.
- Reikiä takia ei teräksiä katkaista, vaan ne pyritään sijoittamaan reikien sivustolle ja väleihin muuttamalla teräsjakoa, tai niputtamalla muutama teräs parittain, tai loivasti taivuttamalla.
- Verkon limitys >300 mm

TUNNUS		LOM	MUUTOS			PÄIVÄYS	
K.O.SA/KYTLÄ		KORTELI/TILA		TONIT/Rik:o			
Koivuhaka		24		1			
RAKENNISTOIMENPIDE				PIRUSTUSLAIJI			
Lajennus				Rakennepiirustus			
RAKENNUSKOHDIE				PIRUSTUKSEN SISÄLTÖ		MITTAAKAAVA	
Koivuhaan koulu				Alaphojjan raudoitus		1:50	
Paraisten kaupunki							
Koivuhaankatu 5							
21600 PARAINEN							
 INSINÖÖRITOIMISTO ARI LINDROOS OY Kyyhkyspolku 2, 21600 Parainen 040 742 4149				SUUNN.	TYÖ N:o	PIIR. N:o	MUUTOS
				AL.			
				PIIRT.			
				BW			
PÄIVÄYS		ALEKKIKUITUIS		RAK		07	
20.12.2013				Ari Lindroos, RI			

1.krs runko ja välipohja
1:50



Rakenneluokka 2, suunniteltu käyttöikä 50 vuotta
 BETONI: K30-2 anturat, palkit, vss
 K40-2 sokkelin ulkokuorielementti, säänkestävä betoni

TERÄS: Ø A500HW, #B500K

- Terästen jatkospitus betonirakenteissa 60g.
- Betonirakenteiden betonipeitteet (rasitusluokka)
 - perustukset ja rakenteiden ulkopinta 30 mm (XC2)
 - rakenteiden sisäpinta 20 mm (XC1)
 - sokkelelementin ulkopinta 35 mm (XC3, 4, XF1)
 - maata vasten valettoissa 50 mm
 - sallittu mittapoikkeama 10 mm

RAKENNETERÄS: S355JO

- Teräsosat ja liittimet ulkotiloissa kuumasinkittyjä

ST: SAHATAVARA C24 1000000

IP: LIMAPUU GI.32

– Liittimet kuumasinkittyjä

LIITTOPILARIT

- TP1 = RHS 250x250x6 (R60)
- raud. 4# 16 H# 6k240
- betoni C40/50-1
- TP2 = RHS 150x100x4 (R30-60)
- raud. 4# 10 H# 6k150
- betoni C40/50-1
- R60 pilarissa palosuojaamalla:
Nulifire S707-60 1500µmm

- Pi1 = LP 115x315
- Pi2 = LP 115x115
- Pi3 = LP 115x360

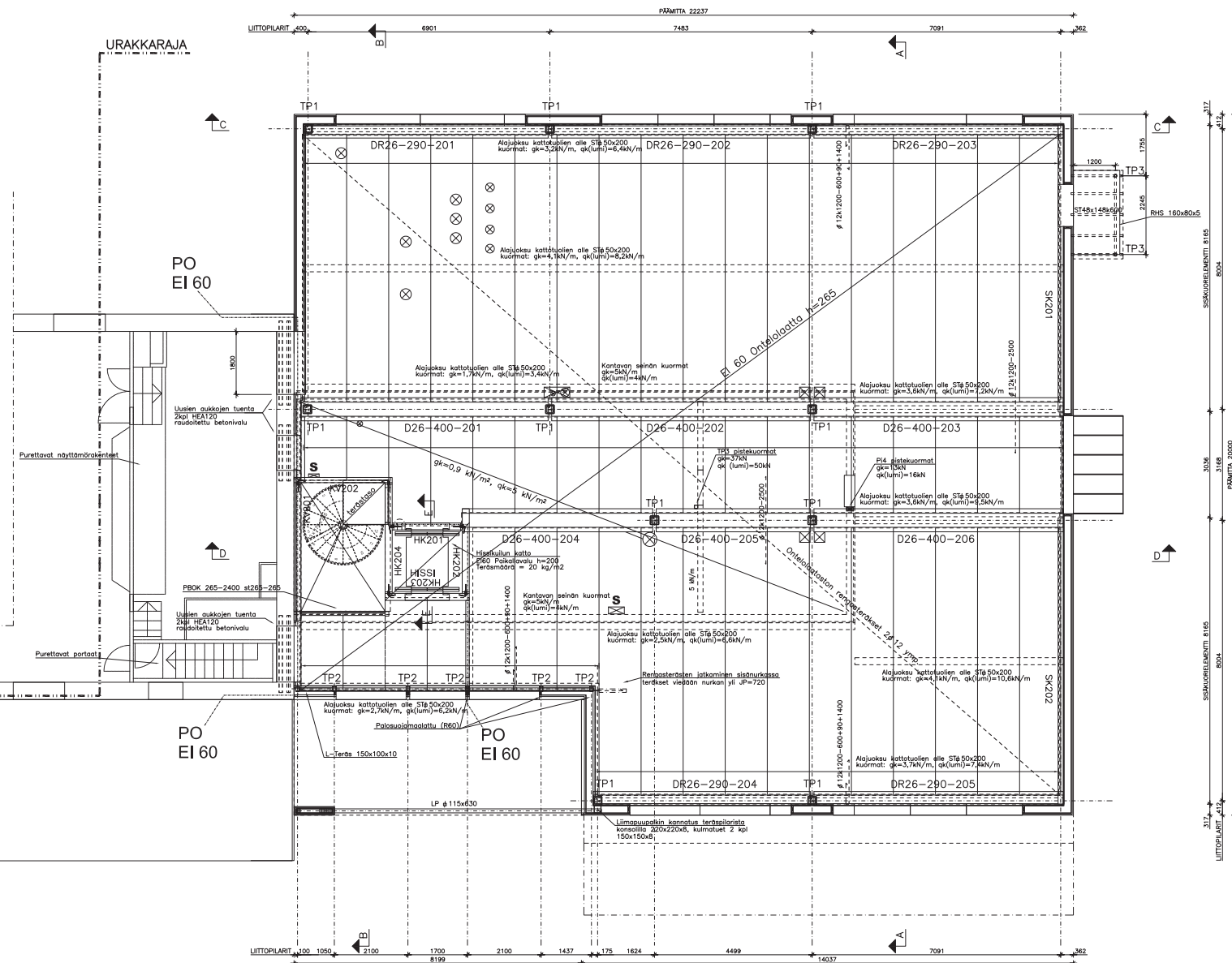
- TP3 = RHS 88,9x5

- Kaikki läpiviennit ontelolaatastossa tiivistetään Wurthin palo-osastoivalla sementillä.

Rakennusurakoitsija hankkii tarvittavat rakennusosien valmistussuunnitelmat, kuten teräsrakenne- ja elementtisuunnitelmat.

[illegible]

2.krs runko ja yläpohja
1:50



Rakenneluokka 2, suunniteltu käyttöikä 50 vuotta
 BETONI: K30-2 anturat, palkit, vss
 K40-2 sokkelin ulkokuorielementti, säänkestävä betoni

TERÄS: Ø A500HW, #B500K

- Terästen jatkospitus betonirakenteissa 60g.
- Betonirakenteiden betonipeitteet (rasitusluokka)
 - perustukset ja rakenteiden ulkopinta 30 mm (XC2)
 - rakenteiden sisäpinta 20 mm (XC1)
 - sokkelelementin ulkopinta 35 mm (XC3, 4, XF1)
 - maata vasten valettoissa 50 mm
 - sallittu mittapoikkeama 10 mm

RAKENNETERÄS: S355JO

- Teräsosat ja liittimet ulkotiloissa kuumasinkittyjä

ST: SAHATAVARA C24_runk

IP: LIIMAPUU GI

– Liittimet kuumasinkittyjä

LIITTOPILARIT

- TP1 = RHS 250x250x6 (R60)
- raud. 4# 16 H# 6k240
- betoni C40/50-1
- TP2 = RHS 150x100x4 (R30-60)
- raud. 4# 10 H# 6k150
- betoni C40/50-1
- R60 pilarissa palosuojaamali:
Nullfire S707-60 1500um

- TP3 = RHS 88,9x5

- Kaikki läpiviennit ontelolaatastossa tiivistetään Wurthin palo-osastoivalla sementillä.

Rakennusurakoitsija hankkii tarvittavat rakennusosien valmistussuunnitelmat kuten teräsrakenne- ja elementtisuunnitelmat.

SISÄT. TILA		HUONE		TILINUMERO		PÄIVÄ	
KOULUNUMERO	KIRJE/AL						
Koulukohde	24	1					
PÄÄTÄMÄKSI							
Lopetus				Rokenenpiirustus			
PÄÄTÄMÄKSI							
Kouluvaikenne koulu				2.krs runko ja yläpohja			
Parainen kaupunki				1:50			
Kouluvaikenne 5							
21600 PARAINEN							
				AL		PÄIVÄ	
Insinööritoimisto AAL LINDQVIST OY Keskustie 10, 21600 Parainen • Puh. 742 4148				TILA		PÄIVÄ	
PÄIVÄ				AL		PÄIVÄ	
KÄSIRKASTO				RAK			
				09			

Nalouis:
6 kpl 90x3,1

HUOM! Kattoristikoiden yksittäisten sauvojen nurjahdustuennat ristikkovalmistajan ohjeiden mukaisesti

↑ C

PO
EI 60

Purettava IV-konehuone
ilmanvaihtokone ja kanavat

Vesikaton paikkaus
purettavan läpiviennin kohdalla
vanhan kattorakenteen mukaan (VK1)

URAKKARAJA

EI 60

PÄÄMÄITÄ 22237

- Liittimet kuumasinkittyjä

▣ TP4 = RHS 100x100x5

■ Pi4 = T24-2 108x200
(2kpl 50x200, yhteen naulaus + väliin 8mm eristekaista)

Rakennusurakoitsija hankkii tarvittavat rakennusosien valmistussuunnitelmat kuten teräsrakenne- ja elementtisuunnitelmat.

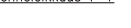
SINIKU LEM		MUTUUS			
KUSKUKU		KORPELÄ/ELA		TAVIT/RAN	
Koivuhaka		24		1	
RAKENNUSKORPELÄ Korpeinen				RAKENNUSLAJ Rakennekustirustus	
Koivuhaan koulu Paraisien kaupunki Koivuhaankatu 5 21600 PARAINEN				RAKENNUSKORPELÄ Konehuoneen runko ja vesikatto	
				MITTAAMA 1:50	
		INSINÖÖRITOIMISTO ARI LINDROOS OY Kirkkokatu 2, 21600 Parainen 040 742 4140		THS No	
PÄIVÄS 20.12.2013		AL PÄIVÄ BW		MUTUUS	
RAK		Ari Lindroos, RI		10	

[illegible]

Architectural drawing of a building section showing a gabled roof structure. The drawing includes the following labels and dimensions:

- Roof ridge height: $+22.119$
- Roof slope: $1:1$
- Roof truss: RSH palkki 400x200x6
- Roof truss spacing: $100 \times 100 \times 5$
- Roof truss material: VP2: R60
- Roof truss height: $+21.00$
- Roof truss width: $100 \times 100 \times 5$
- Roof truss material: VP2: R60
- Roof truss height: $+21.00$
- Roof truss width: $100 \times 100 \times 5$
- Roof truss material: VP2: R60
- Roof truss height: $+21.00$
- Roof truss width: $100 \times 100 \times 5$
- Roof truss material: VP2: R60

Rakenneleikkaus F-F
1:50



Hf Rk200-240+500

2500

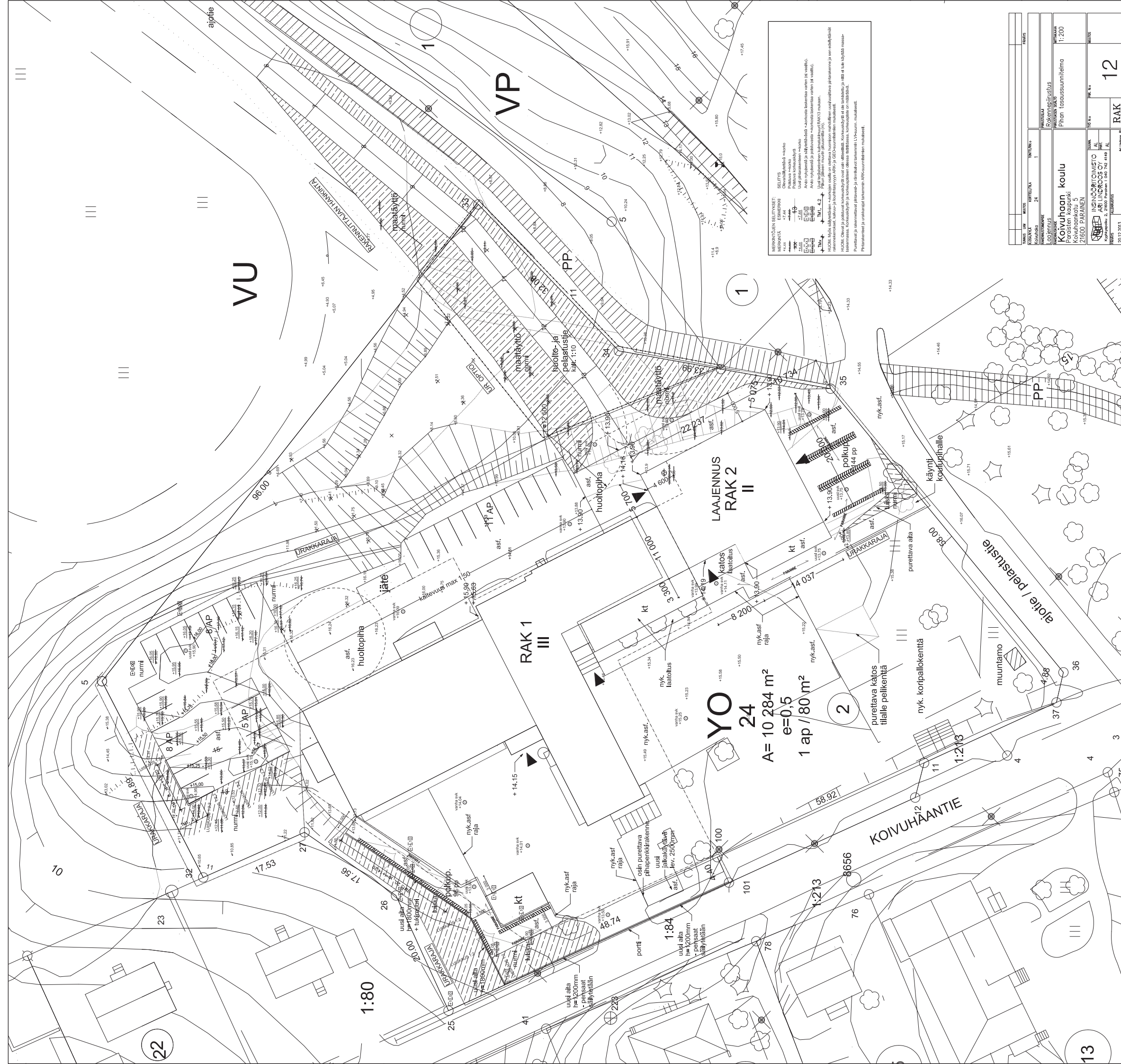
Foslon road W2x2 @ 150

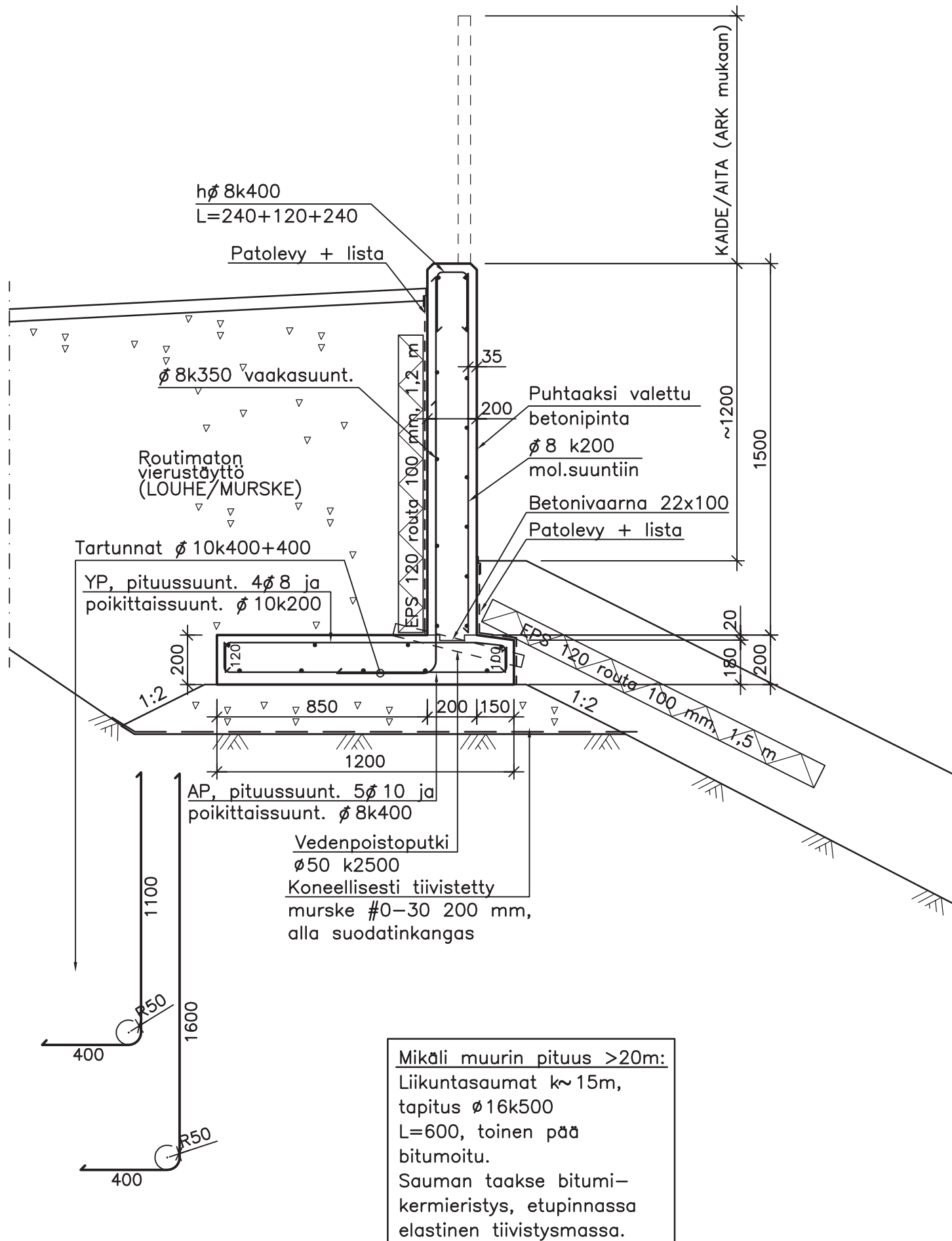
oskelman etureunassa

Rakenneleikkaus H-H
1:50

teräsrunko ontelolaastalla
±17.710
Palkkilaavu kaisla
Palkkilaavu: 2x12P+AP
laist: g 5x300-50+770+50+770

THAMES VALLEY UNIVERSITY	WINTER/REA	DATE/NAME	PARISH
KOLINGDA 24	1	PARISH/CLAY	
ROVENSTADT LAGJENNUS		Rakennepiirustus	
Käpyhaaran koulu Paristien kaupunki Käpyhaarakatu 5 21600 PARISTEN		Rakennuslaulu Rakenneläkäuset	11:50
 INSINÖÖRITOIMISTO ART LINDROOS OY Keskustie 2, 21600 Paristen 0400 742 416	AL SW	THAMES VALLEY	WINTER
RAK			11

[illegible]

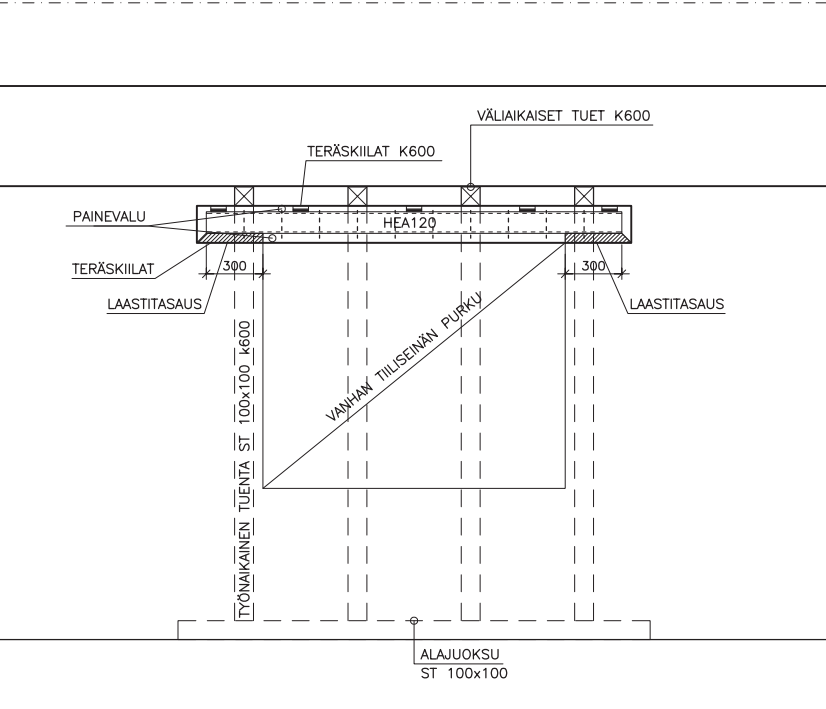


BETONI: K30-2 antura
K35-2 tukimuurin pystyseinä, säänkestävä betoni
TERÄS: Ø A500HW, #B500K

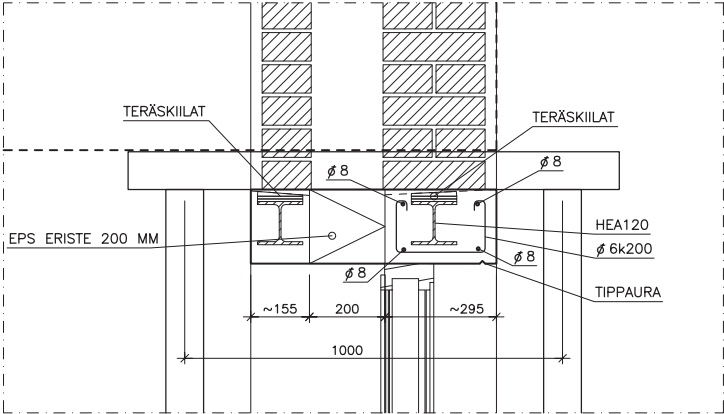
- Käyttöikämitoitus 50 v.
- Terästen jatkospituus betonirakenteissa 60 \varnothing .
- Betonirakenteiden betonipeitteet (rasitusluokka)
 - antura 30 mm (XC2)
 - tukimuurin seinän ulkopinnat 35 mm (XC3, 4, XF1)
 - maata vasten valettaessa 50 mm
 - sallittu mittapoikkeama 10 mm
- Tukimuurin yläreunassa, päädyissä ja liikuntasauomoissa viisteet 25 mm.

TUNNUS	LKM	MUUTOS	PÄIVÄYS
K.O.SA/KYLÄ	KORTTELI/TILA	TONTTI/RN:o	
Koivuhaka	24	1	
RAKENNUSLOINENPIDE	PIIRUSTUSLAJI		
Laajennus	Rakennepiirustus		
RAKENNUSKOHDE	PIIRUSTUKSEN SISÄLTÖ	MITTAKAAVA	
Koivuhaan koulu	Tukimuurit, leikkaus	1:20	
Paraisten kaupunki			
Koivuhaankatu 5			
21600 PARAINEN			
INSINÖÖRITOIMISTO ARI LINDROOS OY	SUUNN. AL	TYÖ N:o	PIIR. N:o
Kyyhkyspolku 2, 21600 Parainen 040 742 4149	PIIRT. AL		
PÄIVÄYS	ALLEKIRJOITUS		
20.12.2013	Ari Lindroos, RI	RAK	13

Pituusleikkaus
1:20



Poikkileikkaus
1:10



Työvaiheselostus

- 1) Tulevan aukon ylle tehdään reiät k600 väliaikaisia tukia varten
- 2) Seinärakenne tuetaan tehtävän aukon molemmin puolin puupalkein ja –tolpin kiilaamalla/tunkkaamalla.
- 3) Seinään tehdään aukko ja tarvittava tila teräspalkeille.
- 4) Teräspalkkien tukipinnat (min. 300 mm) tasataan laastilla.
- 5) Asennetaan 200mm EPS eriste, teräspalkit ja teräskiiilat k600 (esijännitys keskellä 3 mm).
- 6) Raudoitetaan ulkokuoren palkki.
- 7) Valetaan palkkien ympäri betoni painevaluna.
- 8) Kun betoni on saavuttanut 80 % nimellislujuudesta, voidaan väliaikaiset tuennat poistaa ja niiden jättämät reiät tukkia laastilla tai betonilla.

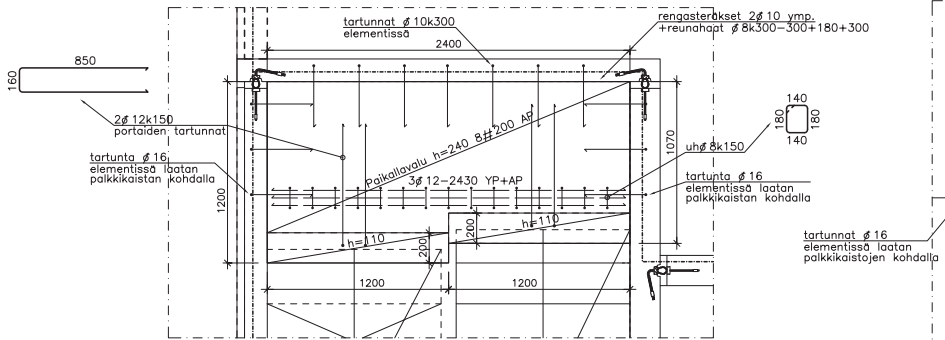
BETONI: K30–2
RAKENNETERÄS: S355

- Käyttöikämitoitus 50 v.
- Teräsosat ruostesuojataan maalaamalla
- Harjaterästen suojabetoni 30 mm (XC 2).

K.O.SA/KYLA Koivuhaka	KORTTELI/TILA 24	TONIT/RN:o 1				
RAKENNUSTOIMENPIDE Laajennus			PIRUSTUSLAAJI Rakennepiirustus			
RAKENNUSKOHDE Koivuhaan koulu Paraisten kaupunki Koivuhaankatu 5 21600 PARAINEN			PIRUSTUKSEN SISÄLTÖ Tiiliseinien aukkopalkit		MITTAKAAVA 1:20 1:10	
 INSINÖÖRITOIMISTO ARI LINDROOS OY Kyyhkyspolku 2, 21600 Parainen 040 742 4149			SUUNN. AL	TYÖ N:o	PIIR. N:o	
			PIIRT.	14		
			BW			
			PÄIVÄYS 20.12.2013			
ALLEKIRJOITUS Ari Lindroos, RI			RAK			

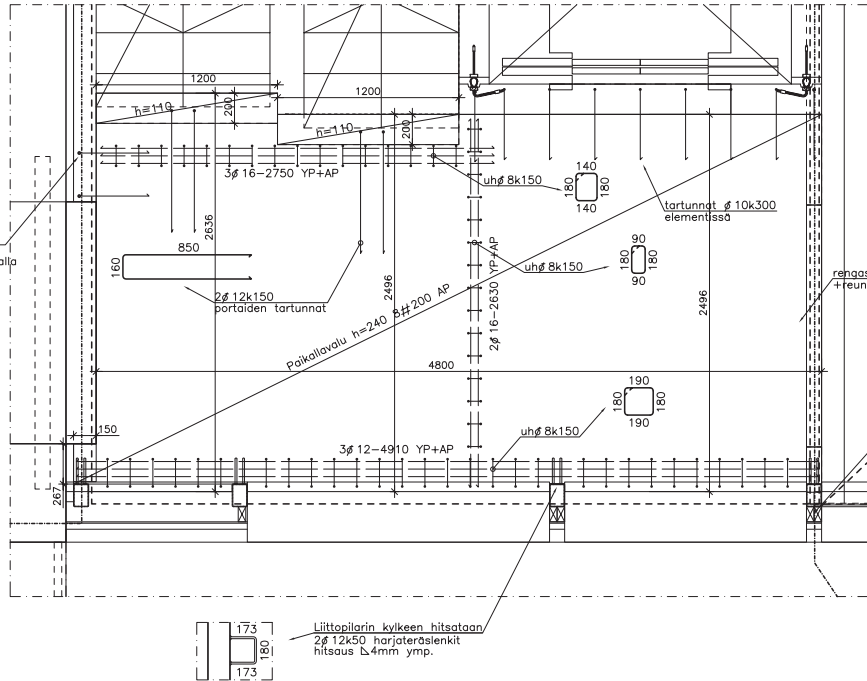
1. välitason raudoitus

1:20



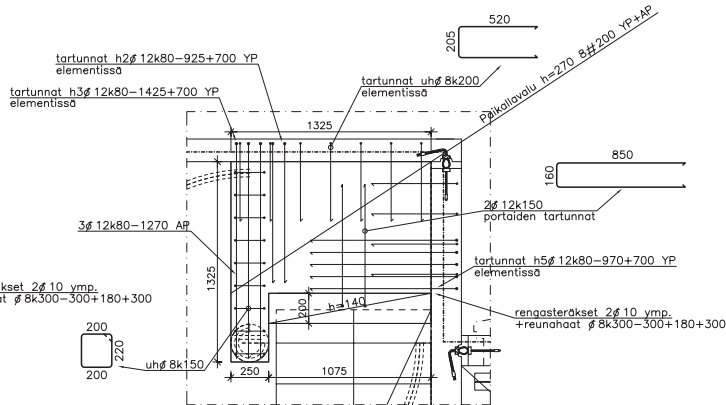
2. välitason raudoitus

1:20



3. välitason raudoitus

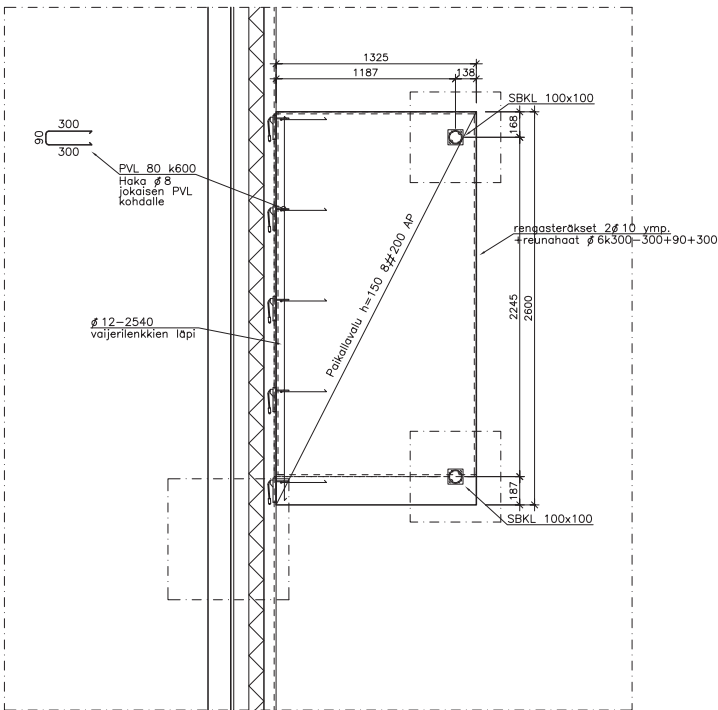
1:20



- BETONI: K30-2 anturat, palkit, vss
K40-2 sokkelin ulkokuorielementti, säänkestävä betoni
- TERÄS: ØA500HW, #B500K
- RAKENNETERÄS: S355J0
- Käyttöikämitoitus 50 v.
 - Terästen jatkospitus betonirakenteissa 60%.
 - Betonirakenteiden betonipeitteet (rasitusluokka)
 - perustukset ja rakenteiden ulkopinta 30 mm (XC2)
 - rakenteiden sisäpinta 20 mm (XC1)
 - sokkelelementin ulkopinta 35 mm (XC3, 4, XF1)
 - maata vasten valettaessa 50 mm
 - sallittu mittapoikkeama 10 mm
 - Yläpinnan lisäteräksiset sijoitetaan paalun kohdalle keskeisesti.

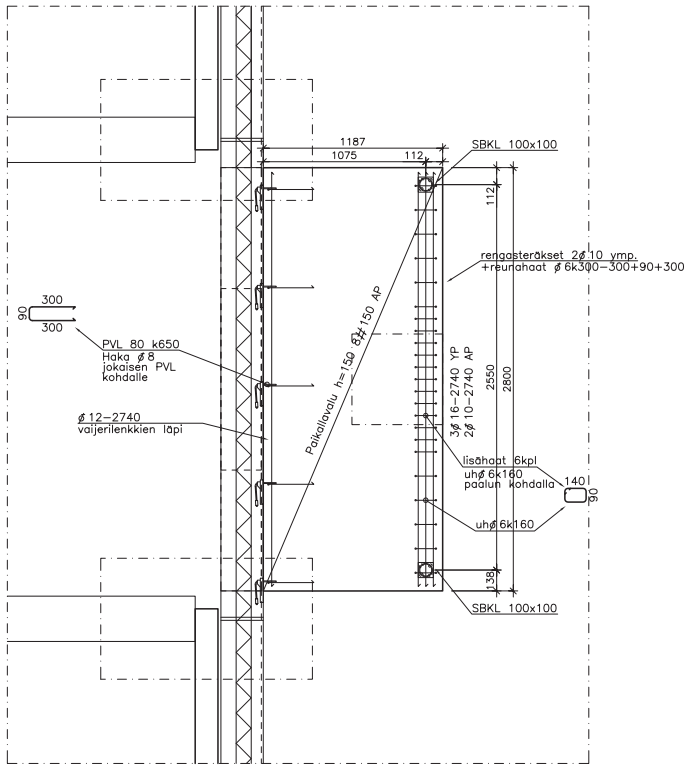
Ulkolaatan raudoitus

1:20



Ulkorappusten alaisen laatan raudoitus

1:20



TUNNUS LOM		MUUTOS		PÄIVÄYS	
KOSKAYTILA		KORTTELITILA		YÖNIT/RK:o	
Koivuhaka		24		1	
RAKENNUSLOINDE				PIRUSTUSLAJ	
Laajennus				Rakennepiirustus	
RAKENNUSKODI				PIRUSTUKSEN SISÄLTÖ	
Koivuhaan koulu				Paikallavalaattojen	
Paraisten kaupunki				raudoitukset	
Koivuhaankatu 5				MITTAKAANA	
21600 PARAINEN				1:20	
					
INSINÖÖRITOIMISTO				SUUNN.	
ARI LINDROOS OY				AL	
Kyyhkyspolku 2, 21600 Parainen 040 742 4149				PÄIV.	
				EW	
PÄIVÄYS		ALLKORJUTUS		MUUTOS	
19.3.2014					
		Ari Lindroos, RI		RAK	
				15	

Konehuoneen kantavanseinän palomitoitus

Kantavan seinän palomitoitus (EC 5)

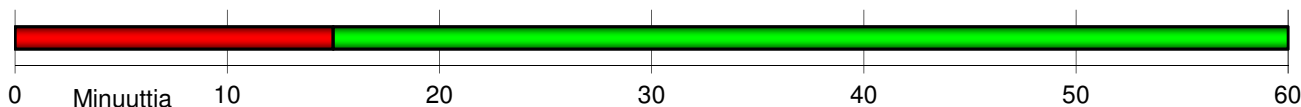
3/1-3(3)

Rakennuskohde	Työn nro.	Sivu
Koivuhaan koulu	1	1 / 3
Suunnittelija	Päiväys	Tekijä
Benjamin Ward	20.12.2013	BW
	Sisältö	
	Kantavan seinän palomitoitus (EC 5)	

RAKENTEEN TIEDOT

Info

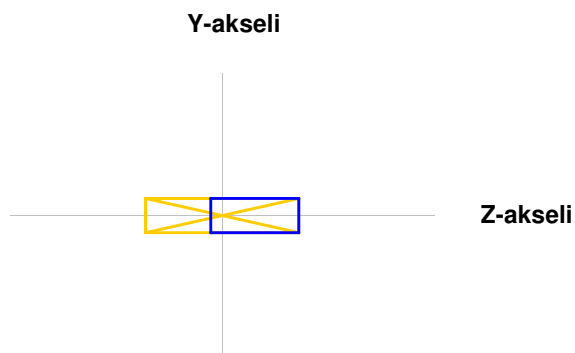
Palosuojaatuote	Kipsilevy 13 mm (myös erikoiskova)	
Tolpan leveys	48 mm	Nurjahduspituus (vahva)
Tolpan paksuus	195 mm	2700 mm
Tolpan materiaali	Sahatavara C24	Tuenta Y-suunnassa
Ontelon täyte	Kivillä ($\rho \geq 30 \text{ kg/m}^3$)	Levytyks vastapuolella
Palon sijainti	Toisella puolella	Pystykuorma ($N_{x,d,fi}$)
Palonkesto	60 minuuttia	4,0 kN
		Momentti epäkeskisyydestä ($M_{y,e,d,fi}$)
		0,5 kNm
		Momentti vaakakuormasta ($M_{y,q,d,fi}$)
		-0,8 kNm
		Momenttien suunnat



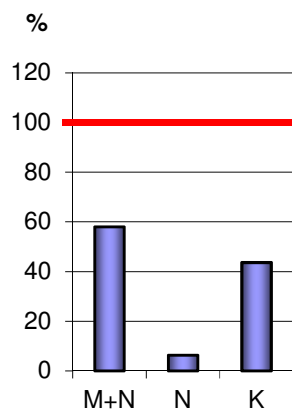
MERKINNÄT JA VIRHEILMOITUKSET

- Palosuojaatuote suojaa tolppaa
- Hiiltymistä suojauksen takana ei tapahdu
- Tolppa hiiltyy suurella nopeudella
- Normaalia hiiltymistä ei tapahdu
- Alkuperäinen poikkileikkaus
- Nimellinen jäännöspoikkileikkaus

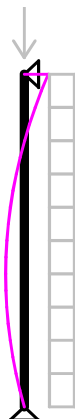
TOLPAN POIKKILEIKKAUKSET



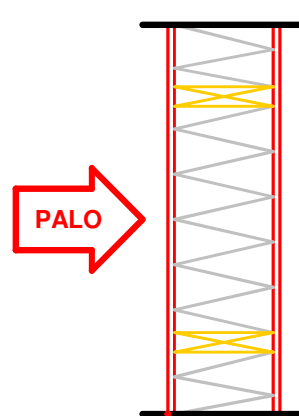
KÄYTTÖASTEET



KUORMAT JA MOMENTIT



SEINÄN POIKKILEIKKAUS



Rakennuskohde	Työn nro.		Sivu
Koivuhaan koulu	1		
	Päiväys	Tekijä	
	20.12.2013	BW	
Suunnittelija	Sisältö		
Benjamin Ward	Kantavan seinän palomitoitus (EC 5)		

HIILTYMINEN

k_s	1,26		Poikkileikkauskerroin
k_2	0,00		Hiilintymisnopeuskerroin ennen suojauksen murtumista
k_3	1,50		Hiilintymisnopeuskerroin suojauksen murtumisen jälkeen
k_n	1,50		Jäännöspoikkileikkauksen muuntokerroin
β_{n2}	0,00	mm / min	Nimellinen hiilintymisnopeus ennen suojauksen murtumista
β_{n3}	1,84	mm / min	Nimellinen hiilintymisnopeus suojauksen murtumisen jälkeen
t_{ch}	15	minuuttia	Hiilintymisen alkamishetki
t_f	15	minuuttia	Suojauksen murtumishetki
t_a	-	minuuttia	Aika, jolloin nimellinen hiilintymissyvyyden mitoitussarvo on 25 mm
k_0	-		Hiilintymisen alkamishetkestä riippuva kerroin
$d_{char,n}$	82,92	mm	Nimellinen hiilintymissyvyyden mitoitussarvo
d_{ef}	-	mm	Tehollinen hiilintymissyvyys

MATERIAALIOMINAISUUDET

k_{fi}	1,25		Materiaaliominaisuuksien muuntokerroin
$f_{c,0,k}$	21,00	N/mm ²	Puristuslujuuden ominaisarvo
$k_{mod,c,fi}$	0,45		Puristuslujuuden muuntokerroin
$f_{c,0,d,fi}$	11,74	N/mm ²	Puristuslujuuden mitoitussarvo palotilanteessa
$f_{m,k}$	24,00	N/mm ²	Taivutuslujuuden ominaisarvo
$k_{mod,fm,fi}$	0,51		Taivutuslujuuden muuntokerroin
$f_{m,d,fi}$	15,45	N/mm ²	Taivutuslujuuden mitoitussarvo palotilanteessa
$E_{0,05}$	7400	N/mm ²	Kimmomoduulin ominaisarvo

NIMELLINEN JÄÄNNÖSPOIKKILEIKKAUS

b_{fi}	48,00	mm	Jäännöspoikkileikkauksen leveys
h_{fi}	112,08	mm	Jäännöspoikkileikkauksen korkeus
A_{fi}	5379,66	mm ²	Jäännöspoikkileikkauksen pinta-ala
$W_{y,fi}$	100488,687	mm ³	Jäännöspoikkileikkauksen taivutusvastus Z-suunnassa
$I_{y,fi}$	5631197,58	mm ⁴	Jäännöspoikkileikkauksen jäyhyysmomentti Z-suunnassa
$W_{z,fi}$	43037,28	mm ³	Jäännöspoikkileikkauksen taivutusvastus Y-suunnassa
$I_{z,fi}$	1032894,72	mm ⁴	Jäännöspoikkileikkauksen jäyhyysmomentti Y-suunnassa

RASITUKSET

$N_{x,d,fi}$	4,00	kN	Normaalivoima
$M_{y,e,d,fi}$	0,50	kNm	Taivutusmomentti pystykuorman alkuperäisestä epäkeskisyydestä
e_{ch}	41,46	mm	Hiilintymisen aiheuttama epäkeskisyyys
$M_{y,ch,d,fi}$	0,17	kNm	Taivutusmomentti hiilintymisen aiheuttamasta epäkeskisyydestä
$M_{y,q,d,fi}$	-0,82	kNm	Taivutusmomentti tasaisesta vaakakuormasta
$\Sigma M_{y,d,fi}$	0,67	kNm	Taivutusmomentti yhteensä

Rakennuskohde	Työn nro.		Sivu
Koivuhaan koulu	1		
	Päiväys	Tekijä	
	20.12.2013	BW	
Suunnittelija	Sisältö		
Benjamin Ward	Kantavan seinän palomitoitus (EC 5)		

NURJAHDUS- JA TAIVUTUSKESTÄVYYS Z-SUUNNASSA

$L_{c,z,fi}$	2700	mm	Nurjahduspituus
$i_{y,fi}$	32,35	mm	Jäyhyyssäde
$\lambda_{y,fi}$	83,45		Hoikkuusluku
$\lambda_{rel,y,fi}$	1,42		Muunnettu hoikkuusluku
β_c	0,20		Alkukäyrydestä riippuva kerroin
$k_{y,fi}$	1,61		Kerroin
$k_{c,y,fi}$	0,42		Nurjahduskerroin
$\sigma_{c,0,d,fi}$	0,74	N/mm ²	Puristusjännitys
$\sigma_{m,y,d,fi}$	6,63	N/mm ²	Taivutusjännitys
EHTO	0,58	< 1	Nurjahduksen ja taivutuksen yhteisvaikutus

NURJAHDUSKESTÄVYYS Y-SUUNNASSA

$L_{c,y,fi}$	-	mm	Nurjahduspituus
$i_{z,fi}$	-	mm	Jäyhyysäde
$\lambda_{z,fi}$	-		Hoikkuusluku
$\lambda_{rel,z,fi}$	-		Muunnettu hoikkuusluku
β_c	-		Alkukäyrydestä riippuva kerroin
$k_{z,fi}$	-		Kerroin
$k_{c,z,fi}$	1,00		Nurjahduskerroin
$\sigma_{c,0,d,fi}$	0,74	N/mm ²	Puristusjännitys
EHTO	0,06	< 1	Nurjahdus

KIEPAHDUSKESTÄVYYS

c	0,78		Kerroin
ℓ_{ef}	2924	mm	Tehollinen jänneväli
$\bar{\sigma}_{m,crit,fi}$	40,58	N/mm ²	Kriittinen taivutusjännitys
$\lambda_{rel,m,fi}$	0,77		Suhteellinen hoikkuusluku
$k_{crit,fi}$	0,98		Kiepahduskerroin
$\sigma_{m,y,d,fi}$	6,63	N/mm ²	Taivutusjännitys
EHTO	0,25	< 1	Kiepahduksen ja Y-suunnan nurjahduksen yhteisvaikutus
EHTO	0,44	< 1	Kiepahdus

PALOSUOJAUKSEN KIINNITYS RUNKOON

Info

$\ell_{f,1}$	Vakio	mm	Ruuvien minimipituus ensimmäisessä levykerroksessa
$\ell_{f,2}$	-	mm	Ruuvien minimipituus toisessa levykerroksessa

MITOITUSTULOKSET

Palon sijainti:	Seinän toisella puolella		
Tolpparungon tyyppi:	Yhdet tolpat suunnitellulla k-jaolla		
Tolppien tuenta Y-suunnassa:	Levytyks vastapuolella		
Palosuojaus kiinnitys runkoon:	Normaalilämpötilan mitoituksen mukaan		
Kaksinkertaisen levytyksen järjestys:	-		
Nurjahdus + Taivutus Z-suunnassa:	Käyttöaste	58 %	OK!
Nurjahdus Y-suunnassa:	Käyttöaste	6 %	OK!
Kiepahdus:	Käyttöaste	44 %	OK!

Pohjalevyn mitoitus

Peikko Designer laskelma

4/1-7(7)

Suunnittelija:

Yritys:

Osoite:

Puhelin:

E-Mail:

Nimi:

Projekti:

Nimi: Koivuhaan koulu

Sijainti:

Yhteyshenkilö:

Kommentit:

Suunnittelunormi: ETA-02/0006 + EN Eurocodes + CEN/TS 1992-4:2009

Tämä laskelma koskee yksinomaan Peikon valmistamia tuotteita. Laskelmaa ei voi käyttää vahvistamaan muiden valmistamien tuotteiden ominaisuuksia, vaikka tuotteet näyttäisivät olevan identtisiä.

Column 1

Huom:

Pilareiden lukumäärä: 1

Peikko tuotteet

Pultit: 4 x HPM24L

Kokonaismäärät

Tuote	Määrä
HPM24L	4


Minimum required torque value of nuts : $T_{min} = 200 \text{ Nm}$

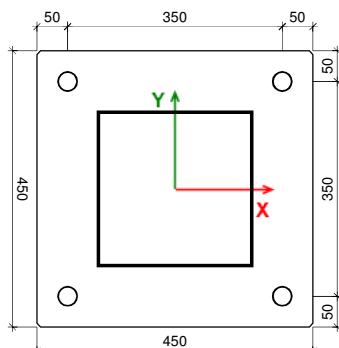
Maximum allowed torque value of nuts : $T_{max} = 380 \text{ Nm}$

Pulttien asennuslevy: PPL24-4 350x350

Materiaalit ja geometria

Pilari: 250x250 mm

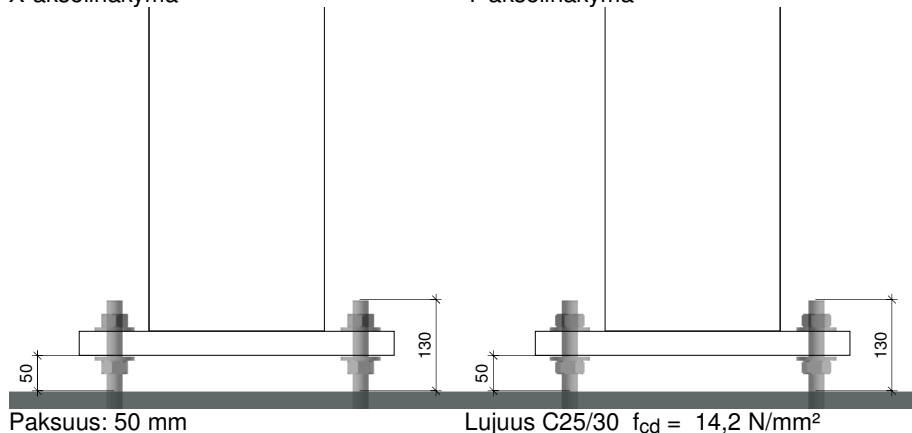
Tasokäymä



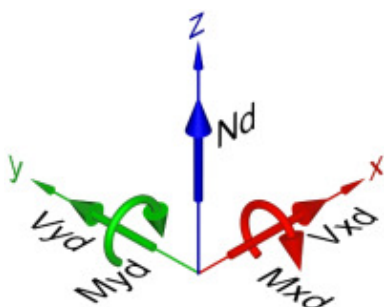
Jälkivalu:

X-akselinäkymä

Y-akselinäkymä


Kuormitustapaukset

(Laskenta kuormat)

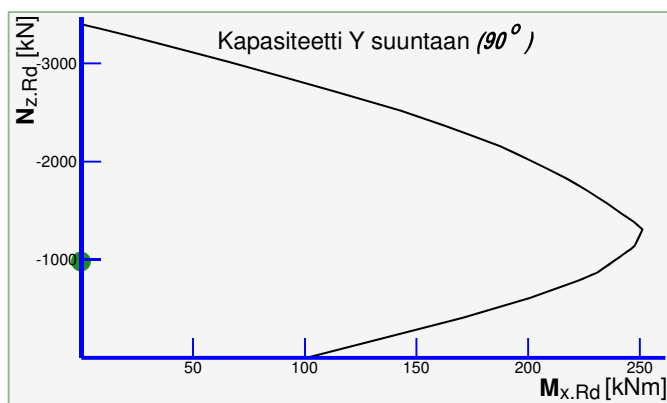
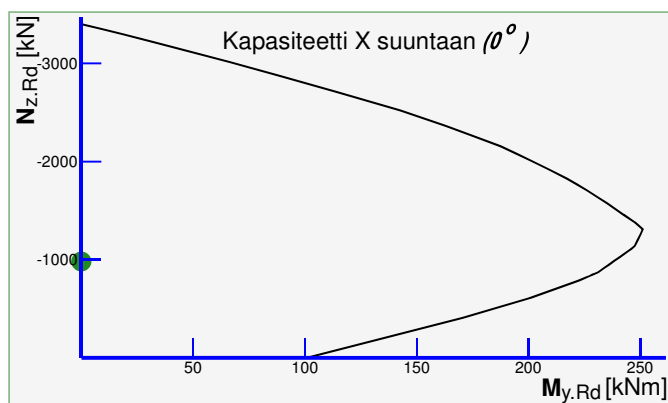

Lopputilanne

#	Nimi	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
1		-980,0	0,0	0,0	20,0	0,0

Asennusaika

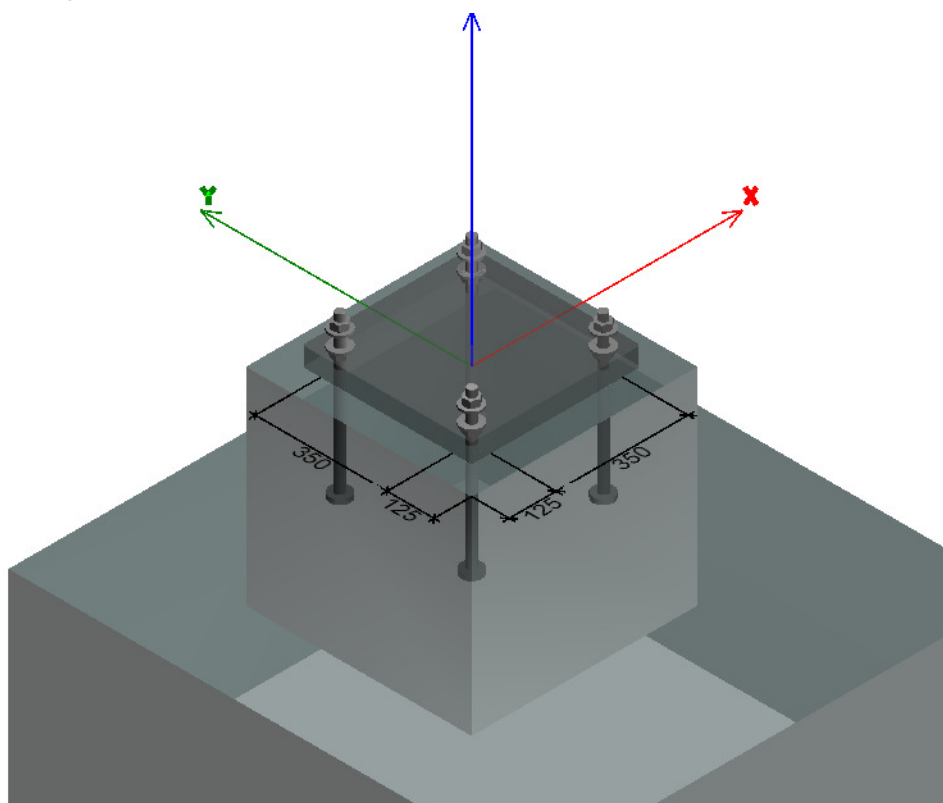
#	Nimi	N_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]	V_{xd} [kN]	V_{yd} [kN]
2		-300,0	0,0	10,0	5,0	0,0

Kapasiteettikäyrä



Kiinnitysalusta

Betoni : C25/30
Halkeilematon : Ei
Raekoko : 16



Ankkuripulttien murtotarkastelut

Pultit lopputilanteessa

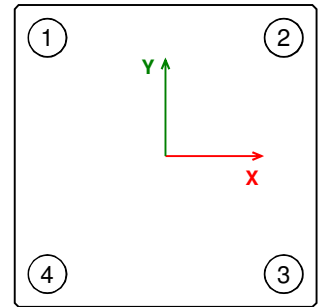
Kuormitustapaus: #1 : $N_d = -980,0$, $M_{xd} = 0,0$, $M_{yd} = 0,0$, $V_{xd} = 20,0$, $V_{yd} = 0,0$

Teräsmurto : Riittävä kapasiteetti

Betonin murto : Riittävä kapasiteetti

Teräsmurron tarkastus

Normaalivoiman laskenta-arvo	$N_{c,Ed}$	-980	kN
Kitkakerroin (peruslevyn ja juotosbetonin välillä)	C_{fd}	0,2	
Liitoksen kitkavastus	$F_{f,Rd}$	196	kN
Leikkausvoiman resultantti	V_{sd}	20	kN
Leikkausvoiman resultantti huomioiden kitkan osuuden	$V_{sd,f}$	0	kN



Pultti Pos.	Vaikuttava aksiaalivoima [kN]	Vetokestävyyden laskenta-arvo [kN]	Aksiaalikapasiteetin käyttöaste [%]	Vaikuttava leikkausvoima [kN]	Leikkauskestävyyden laskenta-arvo [kN]	Leikkausvoiman käyttöaste [%]	Interaction [%]
1	-23,9	138,7	17,3	0,0	45,0	0,0	n/r
2	-23,9	138,7	17,3	0,0	45,0	0,0	n/r
3	-23,9	138,7	17,3	0,0	45,0	0,0	n/r
4	-23,9	138,7	17,3	0,0	45,0	0,0	n/r

Betonimurron tarkastus ilman lisäraudoitusta

Vetokuormitus (CEN/TS 1992-4-2:2009, Luku 6.2 ja ETA)

Suunnittelu-arvot

Tarkistus	Kuorma [kN]	Kapasiteetti [kN]	Käyttöaste β_N [%]	Tila
Ulosvetomurto	0,0	0,0	0,0	OK
Betonin kartiomurto	0,0	0,0	n/r	OK
Halkaisumurto	0,0	n/r	n/r	OK
Sivustamurto (tyssän aiheuttama)	0,0	n/r	n/r	OK

Ulosvetomurto	Betonin kartiomurto	Halkaisumurto	Paikallinen tyssätapin aiheuttama sivustamurto
$N_{Rk,p}$ 0,0 [kN]	h_{ef} n/a [mm]	h_{ef} n/a [mm]	h_{ef} n/a [mm]
A_h 1885,0 [mm ²]	$f_{ck,cube}$ 30,0 [N/mm ²]	h n/a [mm]	$f_{ck,cube}$ 30,0 [N/mm ²]
$\Psi_{ucr,N}$ 1,0	k_{cr} n/a	$S_{cr,sp}$ n/a [mm]	S_1 n/a [mm]
$\gamma_{M,p}$ 1,50	$S_{cr,N}$ n/a [mm]	$C_{cr,sp}$ n/a [mm]	C_1 n/a [mm]
$N_{Rd,p}$ 0,0 [kN]	$C_{cr,N}$ n/a [mm]	$A_{0c,sp}$ n/a [mm ²]	A_h n/a [mm ²]
N_{hEd} 0,0 [kN]	$S_{min,N}$ n/a [mm]	$A_{c,sp}$ n/a [mm ²]	n n/a
	$C_{min,N}$ n/a [mm]	$\Psi_{ec,sp}$ n/a	$A_{0c,Nb}$ n/a [mm ²]
	$A_{0c,N}$ n/a [mm ²]	e_N n/a	$A_{c,Nb}$ n/a [mm ²]
	$A_{c,N}$ n/a [mm ²]	$\Psi_{re,sp}$ n/a	$\Psi_{s,Nb}$ n/a
	$\Psi_{ec,N}$ n/a	$\Psi_{s,sp}$ n/a	$\Psi_{ec,Nb}$ n/a
	e_N n/a	$\Psi_{h,sp}$ n/a	$\Psi_{g,Nb}$ n/a
	$\Psi_{re,N}$ n/a	$N_{0Rk,c}$ n/a [kN]	$\Psi_{ucr,N}$ n/a
	$\Psi_{s,N}$ n/a	$\gamma_{M,sp}$ 1,50	$N_{0rk,cb}$ n/a [kN]
	$N_{0Rk,c}$ n/a [kN]	$N_{Rd,sp}$ n/a [kN]	$\gamma_{M,c}$ 1,50
	$\gamma_{M,c}$ 1,50	$N_{gE,d}$ n/a [kN]	$N_{Rd,cb}$ n/a [kN]
	$N_{Rd,c}$ n/a [kN]		$N_{gE,d}$ n/a [kN]
	$N_{gE,d}$ n/a [kN]		

Leikkauskuormitus (CEN/TS 1992-4-2:2009, Luku 6.3 ja ETA)

Suunnittelu-arvot

Tarkistus	Kuorma [kN]	Kapasiteetti [kN]	Käyttöaste β_v [%]	Tila
Betonin kampeamismurto	n/r	n/r	n/r	Ok
Betonin reunamurto	0,0	25,9	0	Ok
Betonin kampeamismurto		Betonin reunamurto		
$A_{c,N}$	n/a [mm ²]	I_f	116,7 [mm]	
$AO_{c,N}$	n/a [mm ²]	c_1	125,0 [mm]	
$C_{cr,N}$	n/a [mm]	$A_{c,V}$	56250 [mm ²]	
$S_{cr,N}$	n/a [mm]	$AO_{c,V}$	70313 [mm ²]	
$h_{ef,N}$	n/a [mm]	$\Psi_{s,V}$	0,90	
k_3	n/a	$\Psi_{h,V}$	1,00	
$NO_{rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{a,V}$	1,00	
$\gamma_{m,c,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	1,00	
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	1,00	
$V_{S,d}$	n/a [kN]	$VO_{Rk,c}$	27 [kN]	
		$\gamma_{M,c}$	1,50	
		$V_{Rd,c}$	25,9 [kN]	
		V_{gEd}	0,0 [kN]	

Yhdistetty veto- ja leikkauskuormat (CEN/TS 1992-4-2:2009, Luku 6.4 ja ETA)

Kaava	Käyttöaste $\beta_{N,V}$ [%]	Tila
$\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} \leq 1$	0	Ok

Lyhenteiden selitys:

n/r - Murtotavan tarkistusta ei vaadita

n/a - Ei soveltuva murtotapa

(-) - Rakenteella ei ole kykyä vastustaa tätä murtotapaa.

Pultit asennusaikana

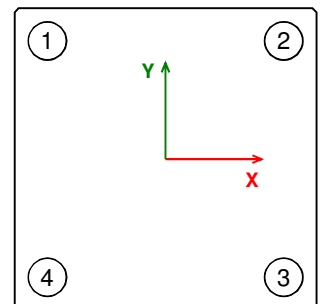
Kuormitustapaus: #2 : $N_d = -300,0$, $M_{xd} = 0,0$, $M_{yd} = 10,0$, $V_{xd} = 5,0$, $V_{yd} = 0,0$

Teräsmurto : Riittävä kapasiteetti

Betonin murto : Riittävä kapasiteetti

Teräsmurron tarkastus

Normaalivoiman laskenta-arvo	$N_{c,Ed}$	-300	kN
Kitkakerroin (peruslevyn ja juotosbetonin välillä)	C_{fd}	0	
Liitoksen kitkavastus	$F_{f,Rd}$	0	kN
Leikkausvoiman resultantti	V_{sd}	5	kN
Leikkausvoiman resultantti huomioiden kitkan osuuden	$V_{sd,f}$	5	kN



Pultti Pos.	Vaikuttava aksiaalivoima [kN]	Vetokestävyyden laskentiarvo [kN]	Aksiaalikapasiteetin käyttöaste [%]	Vaikuttava leikkausvoima [kN]	Leikkauskestävyyden laskentiarvo [kN]	Leikkausvoiman käyttöaste [%]	Interaction [%]
1	-60,7	138,7	43,8	1,25	45,0	2,8	39,2
2	-89,3	138,7	64,4	1,25	45,0	2,8	55,2
3	-89,3	138,7	64,4	1,25	45,0	2,8	55,2
4	-60,7	138,7	43,8	1,25	45,0	2,8	39,2

Betonimurron tarkastus ilman lisäraudoitusta

Vetokuormitus (CEN/TS 1992-4-2:2009, Luku 6.2 ja ETA)

Suunnitteluvarvot

Tarkistus	Kuorma [kN]	Kapasiteetti [kN]	Käyttöaste β_N [%]	Tila
Ulosvetomurto	0,0	0,0	0,0	OK
Betonin kartiomurto	0,0	0,0	n/r	OK
Halkaisumurto	0,0	n/r	n/r	Ok
Sivustamurto (tyssän aiheuttama)	0,0	n/r	n/r	Ok

Ulosvetomurto	Betonin kartiomurto	Halkaisumurto	Paikallinen tyssätapin aiheuttama sivustamurto
$N_{Rk,p}$ 0,0 [kN]	h_{ef} n/a [mm]	h_{ef} n/a [mm]	h_{ef} n/a [mm]
A_h 1885,0 [mm ²]	$f_{ck,cube}$ 30,0 [N/mm ²]	h n/a [mm]	$f_{ck,cube}$ 30,0 [N/mm ²]
$\Psi_{ucr,N}$ 1,0	k_{cr} n/a	$S_{cr,sp}$ n/a [mm]	S_1 n/a [mm]
$\gamma_{M,p}$ 1,50	$S_{cr,N}$ n/a [mm]	$C_{cr,sp}$ n/a [mm]	C_1 n/a [mm]
$N_{Rd,p}$ 0,0 [kN]	$C_{cr,N}$ n/a [mm]	$A_{0c,sp}$ n/a [mm ²]	A_h n/a [mm ²]
N_{hEd} 0,0 [kN]	$S_{min,N}$ n/a [mm]	$A_{c,sp}$ n/a [mm ²]	n n/a
	$C_{min,N}$ n/a [mm]	$\Psi_{ec,sp}$ n/a	$A_{0c,Nb}$ n/a [mm ²]
	$A_{0c,N}$ n/a [mm ²]	e_N n/a	$A_{c,Nb}$ n/a [mm ²]
	$A_{c,N}$ n/a [mm ²]	$\Psi_{re,sp}$ n/a	$\Psi_{s,Nb}$ n/a
	$\Psi_{ec,N}$ n/a	$\Psi_{s,sp}$ n/a	$\Psi_{ec,Nb}$ n/a
	e_N n/a	$\Psi_{h,sp}$ n/a	$\Psi_{g,Nb}$ n/a
	$\Psi_{re,N}$ n/a	$N_{0Rkc,c}$ n/a [kN]	$\Psi_{ucr,N}$ n/a
	$\Psi_{s,N}$ n/a	$\gamma_{M,sp}$ 1,50	$N_{0rk,cb}$ n/a [kN]
	$N_{0Rkc,c}$ n/a [kN]	$N_{Rd,sp}$ n/a [kN]	$\gamma_{M,c}$ 1,50
	$\gamma_{M,c}$ 1,50	$Ng_{E,d}$ n/a [kN]	$N_{Rd,cb}$ n/a [kN]
	$N_{Rd,c}$ n/a [kN]		$Ng_{E,d}$ n/a [kN]
	$Ng_{E,d}$ n/a [kN]		

Leikkauskuormitus (CEN/TS 1992-4-2:2009, Luku 6.3 ja ETA)

Suunnitteluvarvot

Tarkistus	Kuorma [kN]	Kapasiteetti [kN]	Käyttöaste β_V [%]	Tila
Betonin kampeamismurto	n/r	n/r	n/r	Ok
Betonin reunamurto	0,0	25,9	0	Ok

Betonin kampeamismurto	Betonin reunamurto
$A_{c,N}$ n/a [mm ²]	l_f 116,7 [mm]
$A_{0c,N}$ n/a [mm ²]	c_1 125,0 [mm]
$C_{cr,N}$ n/a [mm]	$A_{c,v}$ 56250 [mm ²]
$S_{cr,N}$ n/a [mm]	$A_{0c,v}$ 70313 [mm ²]

$h_{ef,N}$	n/a [mm]	$\Psi_{s,V}$	0,90
k_3	n/a	$\Psi_{h,V}$	1,00
$N_{0Rk,c}$	n/a [kN]	$\Psi_{a,V}$	1,00
$Y_{m,c,p}$	n/a	$\Psi_{ec,V}$	1,00
$V_{Rd,cp}$	n/a [kN]	$\Psi_{re,V}$	1,00
$V_{S,d}$	n/a [kN]	$V_{0Rk,c}$	27 [kN]
		$Y_{M,c}$	1,50
		$V_{Rd,c}$	25,9 [kN]
		V_{gEd}	0,0 [kN]

Yhdistetty veto- ja leikkauskuormat (CEN/TS 1992-4-2:2009, Luku 6.4 ja ETA)

Kaava	Käyttöaste $\beta_{N,V}[\%]$	Tila
$\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5} \leq 1$	0	Ok

Lyhenteiden selitys:

n/r - Murtotavan tarkistusta ei vaadita

n/a - Ei soveltuva murtotapa

(-) - Rakenteella ei ole kykyä vastustaa tätä murtotapaa.

Peikko tuotteiden yhteenveto

Pultit
HPM24L

Kokonaismäärät
4

Bolt Installation Templates
PPL24-4 350x350

Kokonaismäärät
1

Yläkuva

